ANNALES
DE L'INSTITUT TECHNIQUE
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

REVUE MENSUELLE

MARS-AVRIL 1960

Treizième année, Nos 147-148

SOMMAIRE

Pages

C. MONTAGNÉ, **Laboratoire sphérique pour accélérateur d'électrons de l'Institut d'Optique Électronique du Centre National de la Recherche Scientifique à Toulouse** 287
Série : Construction métallique (31)

L. VIRONNAUD, **Importance relative des erreurs de dosage dans la confection du béton. Essais statistiques** 313
Série : Béton. Béton armé (56)

Y. SAILLARD, **Compte rendu des Travaux du Comité Européen du Béton** 373
Série : Béton. Béton armé (57)

Documentation technique réunie en novembre 1959 389
Série : Documentation technique (147-148)

Éléments comprimés. Pièces pleines à section constante comprimées axialement : flambement simple 405
Série : Manuel de la construction métallique (14)

En supplément

VISITE DE CHANTIER

Aéroport de Paris-Orly. Le hangar N6 et ses annexes.

NOTES TECHNIQUE ET D'INFORMATION

N. T. 51. — **Revêtements de sol et planchers chauffants.**

N. I. 57. — **Quoi de neuf ?**

N. I. 58. — **Quelques définitions de calculs statistiques (deuxième série).**

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS (XVIe)

LABORATOIRES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS
12, RUE BRANCION, PARIS, (XVe)

BUREAU SECURITAS
4, 6, RUE DU COLONEL DRIANT, PARIS (Ier)

CENTRE D'INFORMATION ET DE DOCUMENTATION DU BATIMENT
100, RUE DU CHERCHE-MIDI, PARIS (VIe)

Édité par **La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**
(Société à responsabilité limitée au capital de 30 000 NF)
C. C. P. PARIS 8524-12 **6, rue Paul-Valéry, PARIS-XVIe** Tél. : KLÉber 48-20

COLLECTION DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

VIENT DE PARAITRE :

BOIS ET CHARPENTES EN BOIS

Le matériau et son utilisation

par

F.-X. BROCHARD, Ingénieur des Travaux Publics

Préface de J. CAMPREDON

Prix du Livre Technique du Bâtiment décerné par la Fédération Nationale du Bâtiment et des Activités Annexes

La construction d'éléments porteurs en bois exige entre autres la connaissance des calculs et de la technique des assemblages. Or ces connaissances théoriques sont encore insuffisamment répandues.

C'est la raison pour laquelle M. Brochard, Chef de Service au *Bureau Sécuritas* et au *Centre Technique du Bois*, a rédigé cette importante étude. Il y retrace, à l'usage des constructeurs, l'ensemble des notions acquises dans ce domaine qui connaît un renouveau. Il montre comment le bois, matériau hétérogène et variable, peut néanmoins être mis en formules, calculé suivant les règles classiques de la résistance des matériaux, et mis en œuvre de façon logique et rationnelle. Il donne des indications détaillées sur les divers assemblages de charpentes, leurs caractéristiques, leur résistance mécanique et leur comportement.

Deux importants chapitres sur les assemblages cloués et boulonnés et sur la charpente collée donnent à l'ouvrage un indéniable caractère de grande nouveauté technique.

« Bois et Charpente en bois » de M. Brochard a obtenu le *Prix du Livre Technique* (Bâtiment), décerné par la Fédération Nationale du Bâtiment et des Activités annexes.

EXTRAIT DE LA TABLE DES MATIÈRES

Nature et qualité des bois de charpentes : Les essences, leurs qualités, leurs défauts et leurs caractéristiques physiques (humidité, durabilité, inflammabilité). Classification et caractéristiques des produits demi-finis à base de bois : les sciages et les contreplaqués. Caractéristiques mécaniques des bois : étude des contraintes de base, de leur variation et de leurs limites, étude de l'élasticité du bois. Le bois et la résistance des matériaux : rappel des formules principales de la résistance des matériaux. Etude simplifiée des poutres en bois de section rectangulaire. Etude des poutrelles composées, de la continuité entre éléments, des fermes en A et des fermes triangulées. Les assemblages : étude sommaire des assemblages classiques. Théorie moderne des assemblages boulonnés, étude et tableau des résistances. La charpente collée : ses conceptions, son calcul et ses réalisations.

Un volume relié de 256 p. 16 × 25, avec de nombreux tableaux et figures, 16 planches hors texte de photographies ..... 37,00 NF.
(Franco 38,35 NF)

En vente à la Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics 6, rue Paul-Valéry, Paris (16e) et aux Éditions Eyrolles, 61, boulevard Saint-Germain, Paris (5e).

COLLECTION DE L'ASSOCIATION SCIENTIFIQUE DE LA PRÉCONTRAINTE

Vient de paraître :

COMPTE RENDU DE LA TROISIÈME SESSION D'ÉTUDES 12 ET 13 FÉVRIER 1959

— I. Hourdis et plaques. — II. Construction de réservoirs. — Méthodes et circonstances diverses d'exécution. — III. Communications libres.

Un volume 21 × 27, 110 pages, broché... 18 NF (frais d'expédition 0,90 NF)
(vente adhérents ASP 15 NF)

En vente à LA DOCUMENTATION TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS
6, rue Paul-Valéry, Paris (16e) — C. C. P. Paris 8524-12

SUPPLÉMENT AUX

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

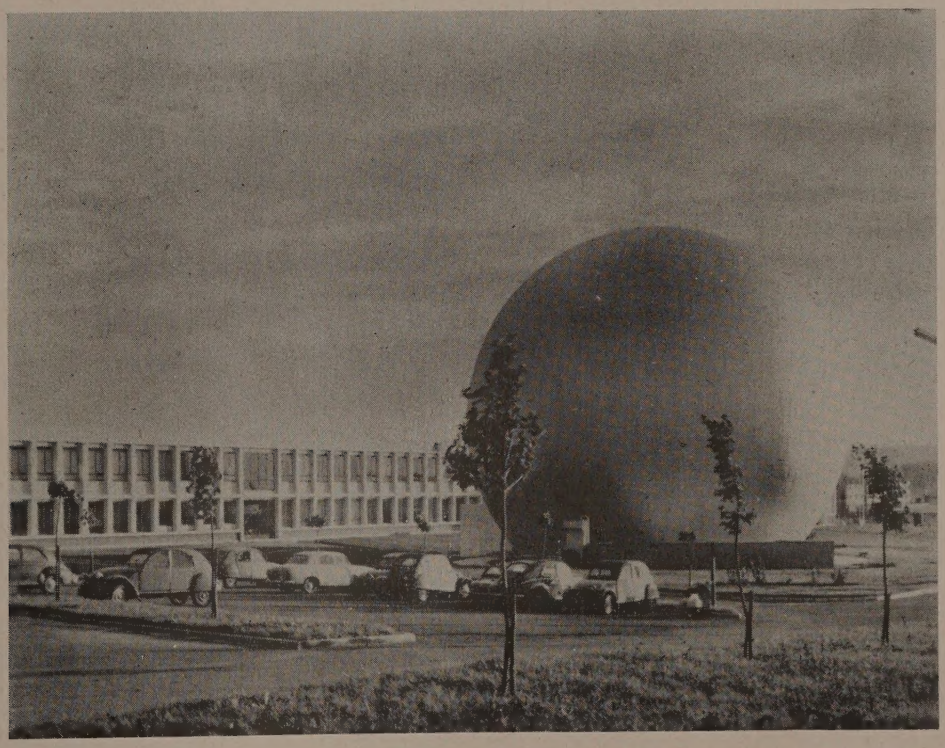
MARS-AVRIL 1960

Treizième Année, Nos 147-148

Série : CONSTRUCTION MÉTALLIQUE (31)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES — SÉANCE DU 17 NOVEMBRE 1959

sous la présidence de **M. F. LEHIDEUX,** Président de la Société des Forges et Ateliers de Commentry-Oissel, Vice-Président de la Société Solocomet



LABORATOIRE SPHÉRIQUE

pour accélérateur d'électrons de l'Institut d'Optique Électronique du Centre National de la Recherche Scientifique à Toulouse

par **M. C. MONTAGNÉ,**
Premier Grand Prix de Rome,
Architecte en Chef des Bâtiments Civils et Palais Nationaux

ASSOCIATION FRANÇAISE DES PONTS ET CHARPENTES
INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

RÉSUMÉ

Le Laboratoire sphérique du Centre de la Recherche Scientifique de Toulouse abrite un accélérateur d'électrons de 1 500 000 volts qui alimente un microscope électronique.

Il se compose de deux parties principales :

— l'infrastructure qui comprend au niveau inférieur la Centrale de climatisation, la couronne d'assise de l'enveloppe métallique, les cabines du microscope, les galeries de service et les laboratoires intérieurs et extérieurs; au niveau supérieur la plate-forme d'accès à l'accélérateur;

— l'enveloppe sphérique qui recouvre la plus grande partie de l'infrastructure et l'accélérateur d'électrons à haute tension.

L'étude de l'infrastructure est soumise aux contraintes imposées par l'enveloppe métallique, par la surcharge des appareils, par la position des laboratoires extérieurs qui pénètrent dans la base de la sphère, et par les agents atmosphériques.

L'enveloppe de 120 t est accrochée à une longrine basse en forme d'anneau. La partie de l'enveloppe correspondant au quart qui s'arrête au niveau supérieur des laboratoires est soutenue par une poutre circulaire reliée aux fondations par des contreforts en béton armé.

L'enveloppe sphérique de 26 m de diamètre a une épaisseur de 107 mm. Les tensions qui s'y développent sous l'action des charges sont calculées d'après la théorie des voiles minces et sans flexion.

La climatisation assure une hygrométrie et une température constante dans la sphère.

L'équipement électrique en dehors des circuits d'alimentation de l'accélérateur et de quelques postes secondaires, a surtout pour but d'assurer la protection des appareils et des hommes contre les défauts éventuels des installations et contre les surtensions d'ordre atmosphérique.

La construction et l'équipement de cette sphère ont donné lieu à des problèmes aussi particuliers que complexes. Depuis l'organisation du chantier jusqu'à la mise en place des appareils, l'architecte, aidé par les savants, a assuré la direction de tous les travaux.

SUMMARY

The Spherical Laboratory of the Scientific Research Centre of Toulouse houses a 1,500,000 volt electron accelerator that supplies an electronic microscope.

It is composed of two main parts :

— the substructure that includes at the lower level the air conditioning plant, the circular seating of the steel shell, the microscope cabins, the service galleries and the inner and outer laboratories; at the upper level the platform giving access to the accelerator;

— the spherical shell that covers the greater part of the substructure and the high-tension electron accelerator.

The design of the substructure takes into account the stresses imposed by the steel shell, by the load of the apparatus, by the position of the outer laboratories that penetrate into the base of the sphere, and by the atmospheric agents.

The 120 t shell is attached to a low beam in the form of a ring. The part of the shell corresponding to the quarter that stops at the upper level of the laboratories is supported by a circular beam connected to the foundations by reinforced concrete buttresses.

The spherical shell, 26 m (85 ft) in diameter, is 107 mm (3.95 in) thick. The stresses that develop in it as an effect of the loads are calculated according to the theory of thin shells with no bending.

The air conditioning provides a constant hygrometry and temperature in the sphere.

The electrical equipment aside from the circuits supplying the accelerator and a few secondary stations, is intended mainly to provide protection for apparatus and personnel against possible failures in the installations and against atmospheric overvoltages.

The construction and equipping of this sphere gave rise to problems that were both special and complex. From the organization of the job site to placing of the apparatus, the architect, assisted by the scientists, assumed charge of all operations.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni les principes des Institutions.

Illustration de couverture :

Vue générale de la sphère et des laboratoires d'optique électronique.

EXPOSÉ DE M. MONTAGNÉ

M. François Lehideux, qui est un grand voyageur vous le savez, s'excuse de ne pas être à côté de nous aujourd'hui, je crois qu'il est en Yougoslavie. J'aurais eu du plaisir à l'emmener avec nous quelques instants à Toulouse. Je regrette son absence et je le remercie du témoignage de sympathie qu'il m'a donné en acceptant de présider cette conférence. J'ajoute ce témoignage de sympathie à la collaboration courtoise des ingénieurs de Commentry-Oissel sur le chantier de Toulouse.

Vous avez été invités à une séance d'étude. Eh bien pour moi l'étude est terminée et je vais vous en montrer les résultats. Quant à la séance, je vais essayer d'en faire une promenade à l'extérieur et à l'intérieur des laboratoires d'optique électronique de Toulouse. Mais avant je dois vous dire pourquoi la Recherche Scientifique à créé à Toulouse les laboratoires d'optique électronique et comment le savant qui créa le premier microscope électronique français y met au point en ce moment le plus grand microscope électronique du monde.

Tout simplement parce que c'est à Toulouse depuis plus de vingt années, que des travaux remarquables d'optique électronique ont été réalisés, et que c'est là qu'est né le premier microscope électronique à lentilles magnétiques français.

Son inventeur, M. Gaston Dupouy, le mit au point en 1942, pendant la guerre, au milieu de difficultés sans nombre. Certes, le principe du microscope était ancien et il existait des microscopes électroniques à l'étranger. Mais le mérite du nouveau microscope électronique français était dans les perfectionnements importants qu'il apportait à cette science, notamment par la plus grande stabilité des images due à un plus grand pouvoir séparateur. L'évolution des méthodes s'ajoutait au perfectionnement des appareils.

Ce microscope permettait d'admirer la structure des diatomées, d'étudier les transformations de l'aluminium et de ses alliages par écrouissage ou par recuit, d'examiner les bactéries pathogènes.

Devenu Directeur général du C.N.R.S. M. Dupouy fit construire en France de nombreux laboratoires mais c'est à Toulouse qu'il réserva les laboratoires d'optique électronique afin d'attirer dans cette branche importante de la physique moderne, le plus grand nombre de chercheurs. Les nouveaux laboratoires furent commencés en 1956.

En même temps qu'il remplissait ses tâches administratives, en France et dans le monde entier, M. Gaston Dupouy préparait la mise au point d'un nouveau et puissant microscope électronique. Le fonctionnement de ce microscope, à partir d'un générateur de 1 500 000 V, nécessitait un tel appareillage que les parties qui le composent devaient être placées dans un bâtiment spécialement conçu à cet effet. C'est ce bâtiment qui recouvre le plus grand microscope électronique du monde que nous allons visiter dans un instant. Le premier microscope de 1942, exposé aujourd'hui dans le hall du laboratoire, fait figure d'ancêtre non loin du dernier de 1959.

***

Une question m'a été souvent posée :

Pourquoi les savants vous ont-ils imposé une sphère?

Eh bien les savants ne m'ont rien imposé du tout, et, je dois le dire parce que c'est un fait assez rare.

J'ai reçu des savants du C.N.R.S. les éléments techniques qui conditionnaient mon travail et c'est ensemble, à partir des premiers croquis pour l'organisation du bâtiment, que nous avons établi un programme. Mais peut-on parler de programme au sens définitif généralement reconnu à ce mot, lorsqu'il s'agit de la recherche scientifique?

C'est au cours d'une visite qu'il faisait au chantier des laboratoires, que M. le Directeur du C.N.R.S. me dit : « Il va falloir ajouter un bâtiment à votre plan d'ensemble. »

Je puis dire que je n'étais pas extrêmement satisfait de cette nouvelle, car si j'ignorais de quoi il s'agissait, si j'ignorais absolument que j'allais réaliser une forme assez rare dans l'architecture et surtout que j'allais conduire un chantier passionnant, je savais que j'allais bousculer un plan d'ensemble et malmener des proportions patiemment calculées.

Mais je vous avoue aujourd'hui que si l'on me demandait une seconde sphère, plus grande que celle-ci, et dans le même plan d'ensemble, j'en serais ravi, vous le devinez. Il n'en est pas question et je le regrette beaucoup!

L'annonce de la construction du nouveau bâtiment qui venait de m'être faite, me donnait le droit de poser des questions ; je ne m'en privais pas. J'appris que le bâtiment abriterait un accélérateur d'électrons à très haute tension au-dessous duquel se trouverait un microscope électronique et quelques laboratoires ;

— que le local de l'accélérateur serait étanche à l'eau et à l'air ;

— que le coefficient d'isolation thermique de ce local serait de 0,80 ;

— que les champs parasites devraient être minutieusement supprimés ;

— que les vibrations pouvant être transmises aux appareils pendant les expériences ne devraient pas dépasser quatre Angstrom (quatre dix millionièmes de millimètre) ;

— que l'air climatisé devrait circuler à très faible vitesse et soigneusement exempt de toute poussière, et bien d'autres choses encore, non moins rigoureuses que vous trouverez dans les détails qui vont suivre.

***

Mon premier soin est alors d'étudier le dessin graphique des appareils qui composent l'accélérateur pour y trouver une idée précise des dimensions que je dois donner au bâtiment. L'élément majeur du calcul des dimensions est toujours donné en pareil cas par l'étendue de la zone de sécurité au pourtour de l'accélérateur. Ici elle correspond à un rayon de 8 à 9 m à partir du centre des trois coupoles.

Il en résulte un bâtiment de 26 m de long sur 20 m de large et 23 m de haut. C'est donc à partir de ces chiffres qu'il faut créer une forme — et une forme géométrique parfaite — si je veux qu'elle s'inscrive dans l'échelle du plan d'ensemble sans heurts.

La première des formes géométriques envisagées est le cube, cela va de soi, puis le parallélépipède rectangle $\sqrt{2}$. Mais je m'aperçois bien vite que j'en arrive à créer ainsi une caisse inutile avec des murs de 26 m de haut et surtout une couverture de 26 m de portée.

Et c'est en contemplant sur le papier ces murs et cette couverture disproportionnés avec la fonction que j'attends d'eux, que j'entrevois qu'il s'agit simplement de protéger les appareils, aussi simplement que l'on protégeait autrefois les pendules au moyen d'un globe de verre.

Le globe amuse donc quelques croquis, mais sa perfection géométrique et ses proportions difficiles à calculer ne sont pas très encourageantes et j'en rejette la forme. Seul l'exemple reste bon.

Puis, c'est encore une tour chapeautée d'un voile gauche et mince, une marmite sur des pieds entre lesquels passent les laboratoires du plan inférieur.

Et puis enfin je pense à la sphère, cette forme parfaite par excellence, comme le cube d'ailleurs. Elle n'est pas retenue d'emblée car il faut définir la nature des matériaux dont elle sera faite et comparer ensuite la surface et le volume des trois formes possibles : sphère, cube, parallélépipède.

Alors, une fois de plus, je constate que la sphère forme géométrique parfaite est plus avantageuse de surface et de volume que le cube ou le parallélépipède,

— en parois extérieures	sphère :	1 770 m²
	cube :	3 380 m²
	parallélépipède :	2 424 m²

soit une économie de 654 m² sur ce dernier ;

— en volume à climatiser	sphère :	6 856 m³
	cube :	13 520 m³
	parallélépipède :	8 433 m³

soit une économie de 1631 m³ sur ce dernier.

La surface correspond à l'économie des matériaux de construction ; le volume correspond à l'économie de chauffage et surtout à l'économie de réfrigération car la production du froid reste encore très onéreuse.

L'aspect extérieur de la sphère doit s'opposer sans heurts à celui des bâtiments voisins faits de lithogranit rose et blanc. Pour cette raison, et pour d'autres que je dirai dans l'exposé des détails techniques, je choisis le métal sans préciser encore s'il serait acier ou aluminium.

Le principe de la sphère est alors accepté par le C.N.R.S., le programme définitif est mis au point et un concours pour la construction de la sphère ouvert entre les spécialistes.

Voici les plans qui illustrent le programme. Ici vous les voyez au stade de la finition c'est-à-dire beaucoup plus complets qu'ils n'étaient au début des travaux en 1957.

La coupe générale (fig. 1) vous permet de lire plus facilement les plans : à l'extrême gauche et à l'extérieur vous apercevez la petite centrale de climatisation ; à l'intérieur de la sphère, un niveau supérieur qui supporte le générateur à électrons, un niveau inférieur composé dans sa partie centrale de deux cabines, la plus haute pour le microscope, l'autre pour les appareils desservant le microscope, de part et d'autre une galerie circulaire encombrée d'appareils ; à l'extrême droite et à l'extérieur des laboratoires.

En pointillé on aperçoit la zone de sécurité. Sur le plan du niveau inférieur au ras du sol (fig. 2) vous reconnaissez les parties de la coupe précédente : la cabine de climatisation, les cabines du microscope d'où, par la galerie circulaire, on accède aux laboratoires et au plateau supérieur. Remarquez la position des laboratoires, partie à l'extérieur de la sphère, partie à l'intérieur, qui posera le problème majeur de la tenue de la sphère.

Le niveau supérieur (fig. 3) indique au centre le pourtour du socle de l'accélérateur ; en pointillé, le tracé de la zone de sécurité à 4 m du sol. De part et d'autre, les cabines pour permettre aux visiteurs d'accéder à la plate-forme de l'accélérateur, attraction principale pour les profanes.

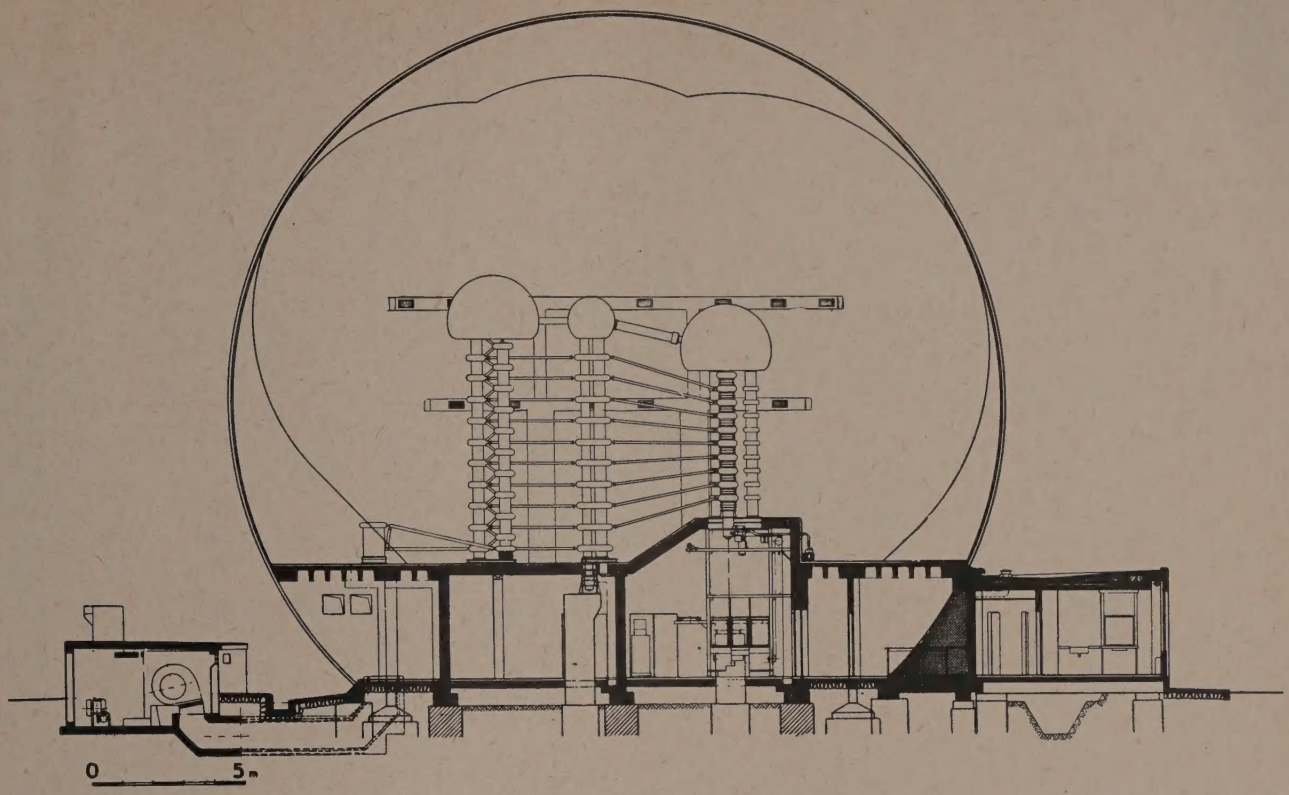


FIG. 1. — **Coupe générale sur les parties qui composent la sphère.**

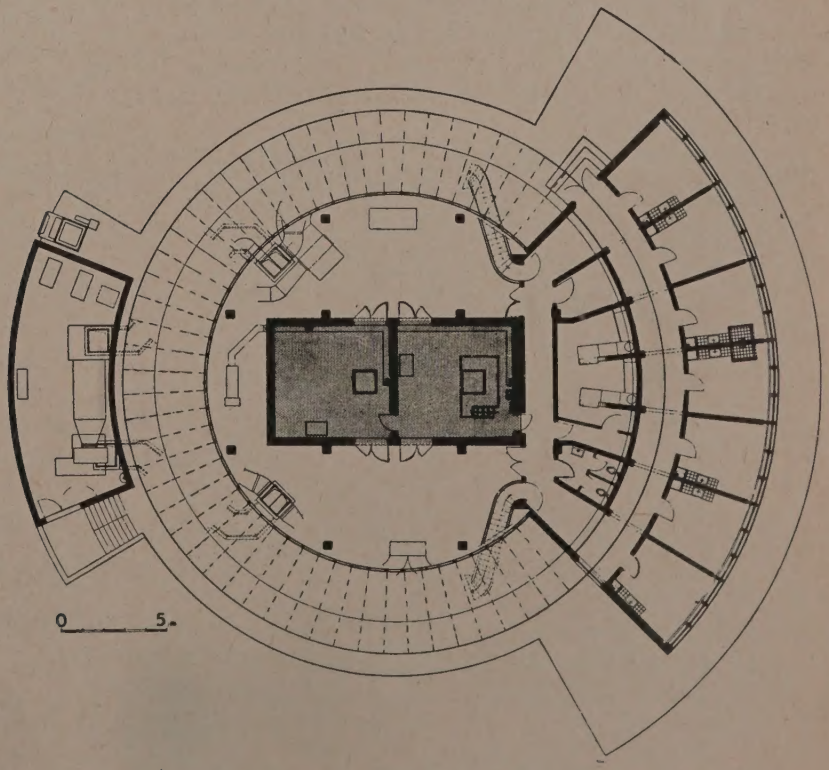


FIG. 2. — **Plan au niveau inférieur — niveau du microscope.**

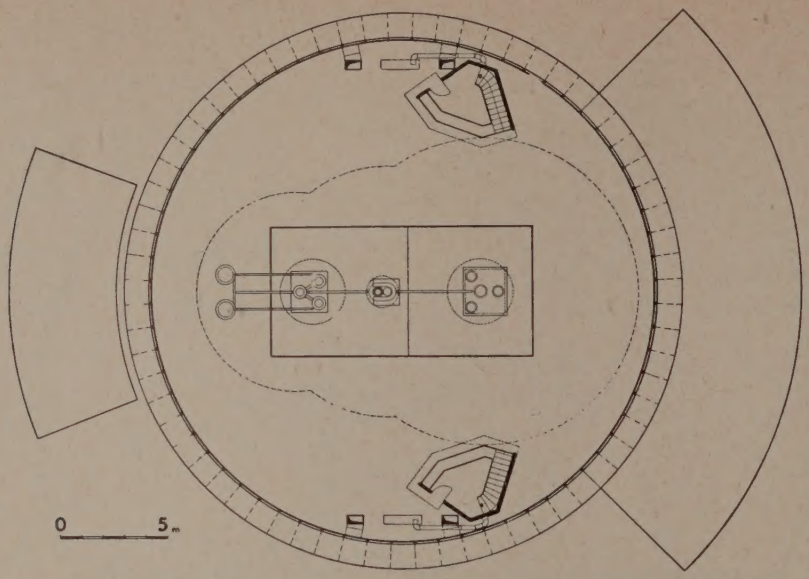


FIG. 3. — **Plan du niveau supérieur — niveau de l'accélérateur d'électrons 1 500 000 volts.**

***

La sphère est conçue. Il faut maintenant la réaliser. Elle sera métallique car la construction en voile de béton, séduisante en elle-même par son caractère monolithique, se révèle trop compliquée et aussi trop coûteuse :

— coffrages cintrés inutilisables par la suite, les calculs révèlent qu'il faut un train de marchandises de bois ;

— difficulté d'étaiement et de mise en œuvre du béton ;

— et surtout poids propre trop élevé en raison de la nature des sols dans la région toulousaine.

L'enveloppe sphérique sera donc exécutée en métal mais l'infrastructure sera en béton.

On peut se demander pourquoi l'infrastructure est faite en béton alors qu'elle pouvait l'être en métal. Simplement pour des raisons de délais ; il fallait faire vite et il était plus rapide de faire un avenant au marché de maçonnerie des laboratoires que de faire une adjudication de charpente-serrurerie après l'adjudication et l'étude du montage de la sphère.

Un concours est ouvert entre les entreprises spécialisées. Diverses solutions sont proposées :

— construction en aluminium sur ossature tubulaire légère soudée,

— construction monocoque avec des épaisseurs variant de 12 mm à la base à 4 mm au sommet,

— ossature en bois traité avec revêtement de tôle cuivre patiné,

— construction par panneaux d'acier soudés posés sur charpente légère avec revêtement intérieur d'aluminium.

Les délais de livraison, la conception générale et le prix guident notre choix vers la dernière proposition.

INFRASTRUCTURE

Suivons l'ordre du chantier et voyons d'abord l'infrastructure.

Elle comporte :

A l'extérieur : l'assise de l'ossature métallique, la centrale de climatisation, les laboratoires ;

A l'intérieur : les cabines du microscope, le socle de l'accélérateur et celui du microscope, le plateau supérieur d'accès au générateur.

L'étude du béton armé a exigé une grande prudence en raison de l'importance des contraintes imposées par l'enveloppe métallique, les agents atmosphériques les surcharges des appareils, et en raison surtout de la position, que l'on peut dire boiteuse, de la base de la sphère, puisque celle-ci repose aux trois-quarts près du sol et un quart à un niveau plus élevé.

L'enveloppe dont le poids atteint 120 tonnes et qui par sa forme et sa nature est particulièrement sou-

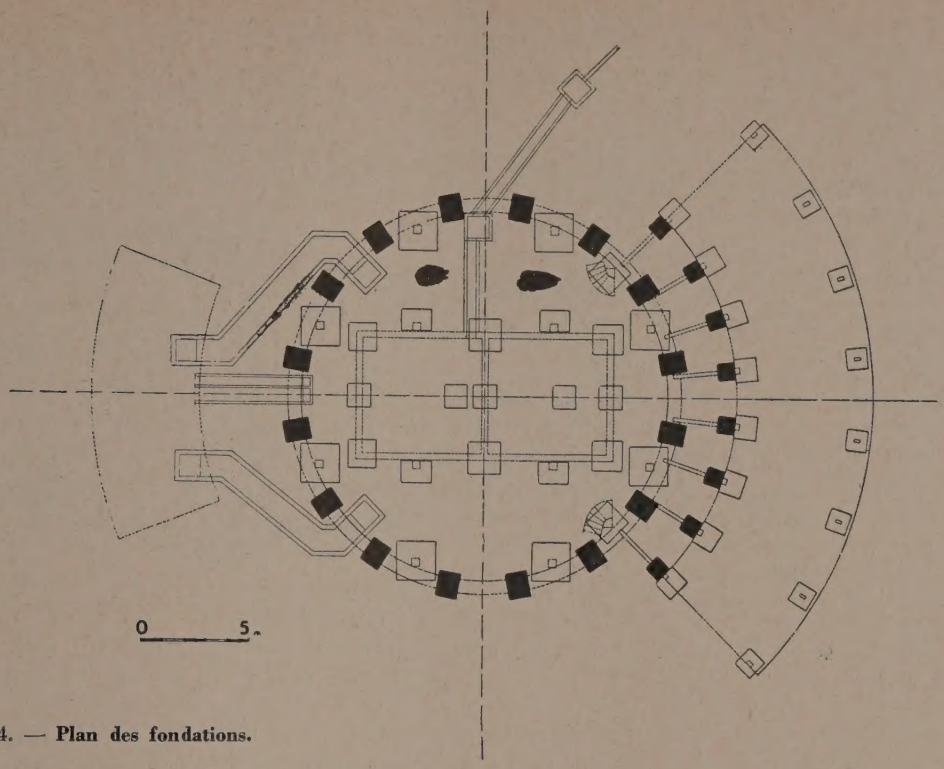


FIG. 4. — **Plan des fondations.**

mise aux influences atmosphériques est accrochée à une longrine basse de 0,65 × 0,65 m en forme d'anneau, fondée sur seize puits.

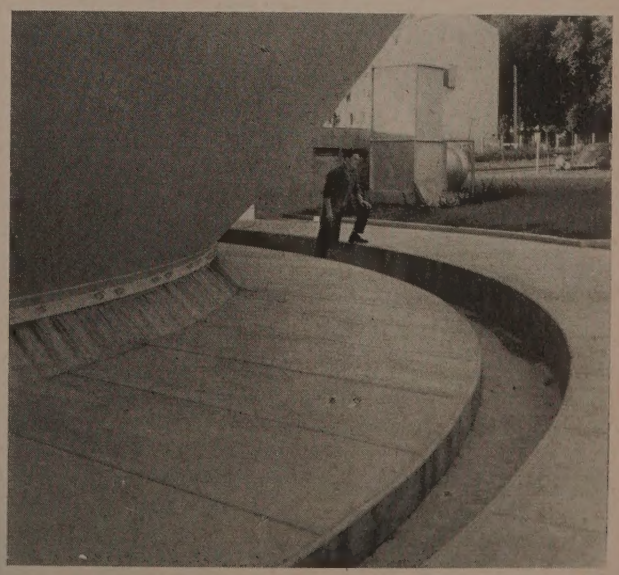
La partie de l'enveloppe correspondant au quart qui s'arrête au niveau supérieur des laboratoires est soutenue par une poutre circulaire reliée aux fondations par des contreforts en béton armé. Ces contreforts, ou fragments de méridiens, sont reliés dans le prolongement des méridiens à la couronne de fondation, tandis que la partie verticale des contreforts à l'aplomb de la couronne haute reste libre de tout mouvement par un jeu de galets de friction. Ces galets constitués par des ronds d'acier dur de 25 mm absorbent les mouvements dus aux déformations de la sphère. En effet, l'amplitude de ces déformations étant différente au niveau de la couronne basse et au niveau du fragment de la couronne haute, un déchirement de l'enveloppe peut se produire.

Les fondations (fig. 4 et 4 *bis*), de 8,77 m de rayon comprennent quarante et un puits qui parfois s'interpénètrent près de la couronne.

Les figures 5 et 5 *bis* donnent un détail de la coupe à l'endroit le plus dangereux pour la tenue de la sphère. On y voit ici l'élément de béton armé qui, à sa partie supérieure, supporte le quart de la sphère à la hauteur du plafond des laboratoires, et qui, à sa partie inférieure, joue librement sur des rondins d'acier comme sur un roulement à bille. Entre ces éléments j'ai placé le laboratoire de photographie. Notez encore les nombreux joints de dilatation qui assurent l'indépendance des parties ; je vous en parlerai tout à l'heure. La coupe des laboratoires extérieurs complète ce dessin.

A l'importance du détail que nous venons de voir s'ajoute la rigueur des calculs pour fixer la sphère sur couronne.

Si nous faisons une coupure suivant un parallèle quelconque, les tensions internes libérées le long de la coupure, constituent les efforts principaux que doit absorber la couronne de fondation.



(Photo-reportage YAN.)

FIG. 4 *bis*. — **Couronne d'assise de la sphère.**

De plus, par suite des déformations différentes de la sphère et de la fondation le long du parallèle d'appui, celui-ci est soumis à des efforts secondaires (effort radial et moment) non négligeables.

En tenant compte

— d'une surcharge due au poids propre de 82 kg/m²;

— d'une surcharge accidentelle de 103 kg/m²;

— de l'action du vent considérable à Toulouse (celui-ci peut atteindre une vitesse de 160 km/h) pour une pression de 125 kg/m² ($q = \frac{V2}{16}$).

Ces différents éléments de calcul se traduisent sur la couronne de fondation par des efforts maximaux de + 8 860 kg en compression au mètre de couronne, et de — 9 730 kg en traction, cela pour un angle d'attaque du vent le plus défavorable.

A l'intérieur de la sphère, le plateau d'accès à l'accélérateur est porté par douze poteaux en béton armé à haute résistance, fondés sur puits. Conçu pour une surcharge permanente de 2 500 kg/m², et ceci avec des porte-à-faux atteignant 3,50 m, il est formé d'un ensemble de poutres à fortes sections 80 × 50 cm, dont certaines ne comportent pas moins de vingt-deux aciers de 25 mm travaillant en traction et autant en compression. Entre ces poutres, le plancher lui-même est composé de nervures de 12 cm d'épaisseur, espacées de 0,50 m et coulées à l'aide de coffrages métalliques glissants.

Au centre de ce plateau se trouve, vous l'avez déjà vu, la cabine du microscope, véritable blockhaus fondé sur neuf puits. Cette cabine est constituée de murs en béton armé de 30 cm d'épaisseur à double armature, d'une dalle inférieure de 25 cm d'épaisseur et d'une dalle supérieure de 30 cm.

Le poids des appareils fixés sur la dalle supérieure est de 16 tonnes environ.

L'ensemble est exécuté en béton de barytine, dont la vibration particulièrement soignée pour parvenir à une compacité maximale a porté sa masse volumique à 4 000 kg/m³. Cette compacité et la présence de baryte sont exigées pour arrêter les rayons Roentgen qui tombent du canon à électrons. Les portes métalliques sont prévues pour recevoir une armature intérieure de plomb; il n'est pas prévu pour l'instant l'utilisation de cloisons mobiles en briques de plomb.

La construction de la centrale de climatisation n'a pas posé de problème de charge mais seulement un problème de vibration dont l'impératif est primordial pour le succès des expériences.

De construction classique, elle est fondée sur un radier général placé à un niveau supérieur à celui des fondations de la sphère pour permettre au matelas de terre meuble d'absorber les vibrations éventuelles des appareils, vibrations d'ailleurs accidentelles car les appareils eux-mêmes sont posés sur des socles antivibratiles en plomb.

Les laboratoires annexes, de conception classique eux aussi, n'ont pas présenté de difficultés particulières, si ce n'est que leur position commande les dispositions qui assurent la stabilité de la sphère.

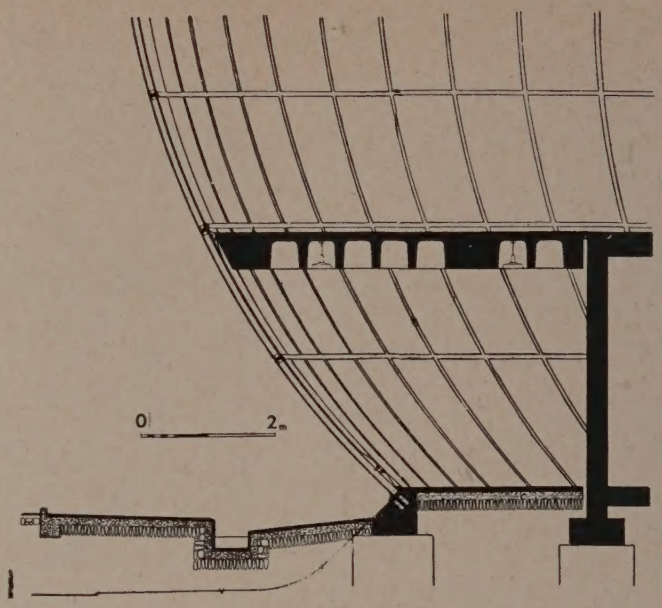


FIG. 5. — **Détails**

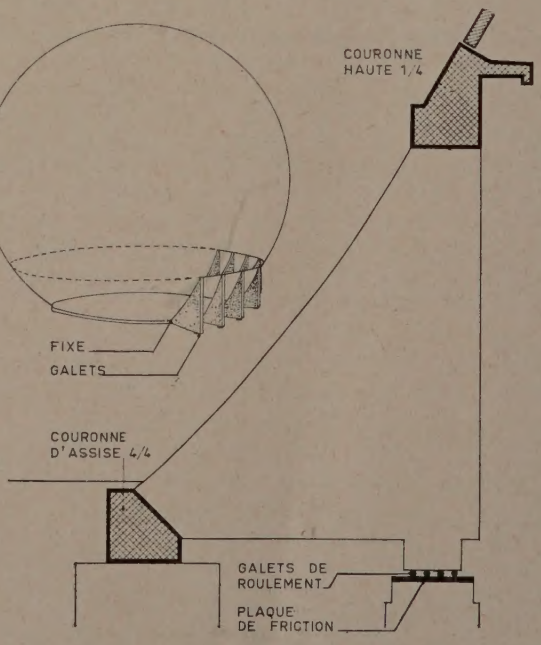
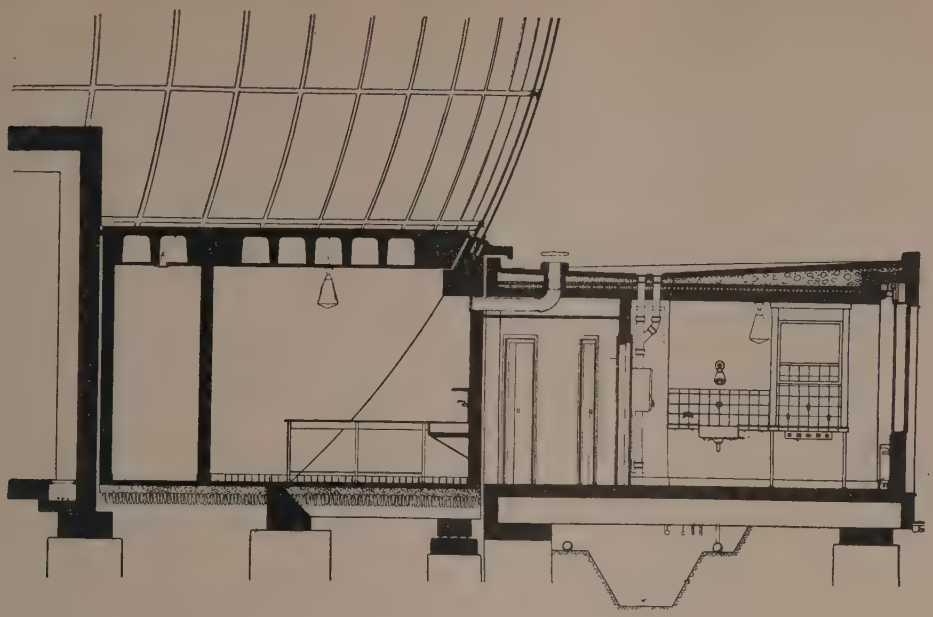


FIG. 5 *bis*. — **Détail des contreforts.**



de la coupe générale.

Bien entendu tous ces éléments sont rigoureusement indépendants les uns des autres. Les joints de dilatation, qu'ils soient horizontaux, verticaux, obliques et souvent courbes, sont réalisés par le procédé classique de coffrages en panneaux de volige séparés du premier béton coulé par des tiges de rondins d'acier assez longues pour être facilement dégagées après coulage. Ce procédé a été rendu possible par l'épaisseur relativement grande des joints, 4 cm minimum.

Ces joints, laissés absolument vides verticalement, sont obturés horizontalement soit par des joints plastiques, soit par un large et libre relevé du tapis de caoutchouc entre la sphère et le béton du plancher supérieur par exemple.

Terminons le chapitre du béton armé en rappelant que les parties de maçonnerie, presque toutes invisibles de l'extérieur de la sphère représentent soixante-cinq puits en béton armé fondés jusqu'au sous-sol d'argile dur supportant 10 kg/cm² et une profondeur moyenne de 3 m, qu'elles ont nécessité 340 m³ de béton pour ses fondations, 190 m³ pour les planchers, 40 m³ de béton de barytine soit 200 t de ciment et 40 t d'acier de gros diamètre, le tout coffré dans 650 m² de surfaces horizontales, 1 300 m² de surfaces verticales, 225 m² de surfaces courbes et 60 m² de surfaces coniques.

ENVELOPPE SPHÉRIQUE

Les calculs pour l'enveloppe sphérique ont été confiés par Commentry-Oissel au Bureau d'Etude Pelnard-Considere de Paris. M. Caquot fut intéressé par sa réalisation ; d'abord attiré par une construction monocoque qui présentait, en raison de son poids important, une meilleure résistance aux déformations sous l'action du vent, il dut abandonner cette solution car le poids de l'acier, les difficultés de fabrication et de montage, le délai imposé et surtout le prix de revient, la mettait hors de course bien avant le concours. Les études s'orientèrent alors vers le voile mince raidi par des nervures dont les facilités de fabrication et de montage présentent une économie financière certaine.

Les tensions qui se développent au sein de l'enveloppe sphérique sous l'action des charges — permanentes, surcharges, intempéries — ont été calculées d'après la théorie des voiles minces et sans flexion.

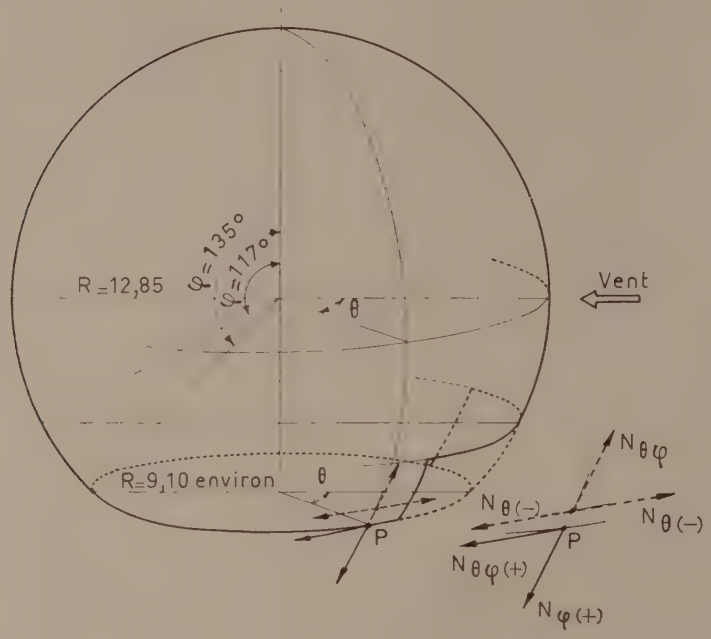
Les équations générales d'équilibre s'obtiennent en supposant qu'un élément infiniment petit du voile reste en équilibre sous l'action des forces extérieures, d'une part, et des tensions, d'autre part (forces normales et forces tangentielles internes) qui s'exercent au pourtour de l'élément. La difficulté des calculs vient surtout des ruptures de continuité provoquées par la pénétration des laboratoires extérieurs au bas de la sphère, par la position de la porte au niveau supérieur, et enfin par la disposition tronquée de la sphère (fig. 6 1-2-3 et tableaux I et II).

La sphère idéale, celle qui n'aurait pas posé tous ces problèmes, eût été la boule entièrement fermée avec un accès souterrain par le pôle inférieur ; mais les conditions d'exploitation ne permettaient pas cette disposition.

Ces principes posés, je ne vous imposerai pas la fastidieuse énumération de tous les calculs, mais je dois vous donner quelques détails essentiels de construction.

FIG. 6. — **Tableau des efforts principaux et secondaires.**

1. EFFORTS PRINCIPAUX SUR LES FONDATIONS



2. EFFORTS SECONDAIRES SUR LES FONDATIONS

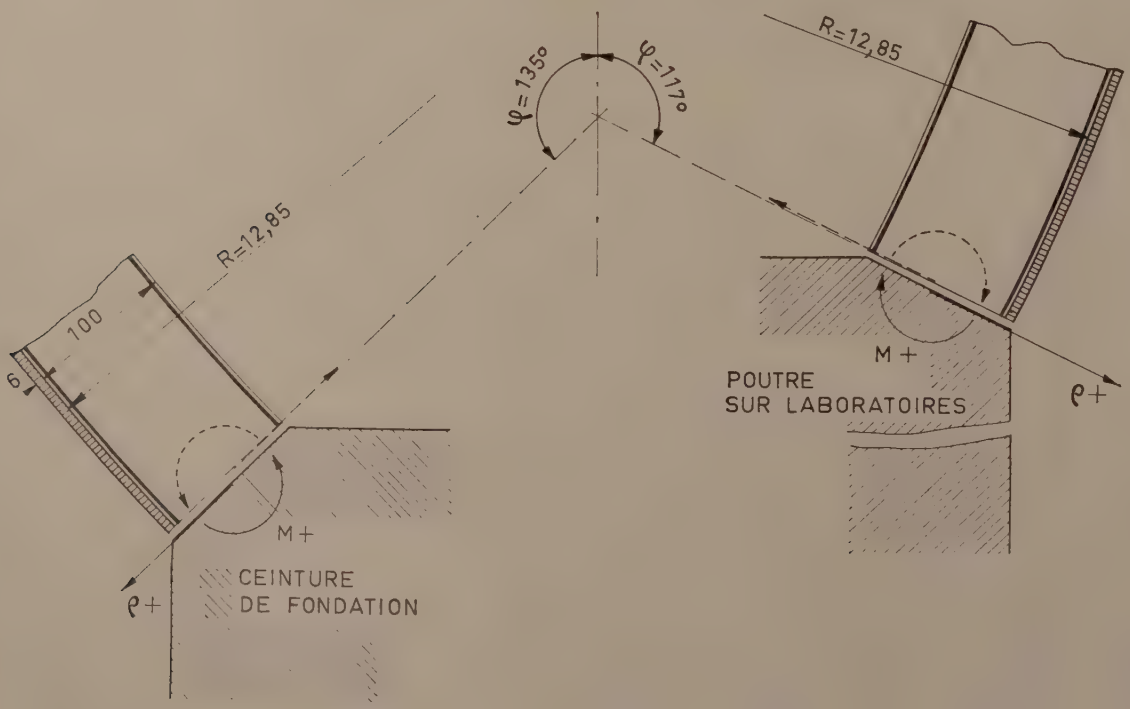


TABLEAU I

Effort tangentiel au méridien : N_φ kg/m $\left.\right\}$ > 0 compression
Effort tangentiel au parallèle : N_Θ kg/m $\left.\right\}$ < 0 traction
Cisaillement : $N_{\Theta\varphi}$ kg/m

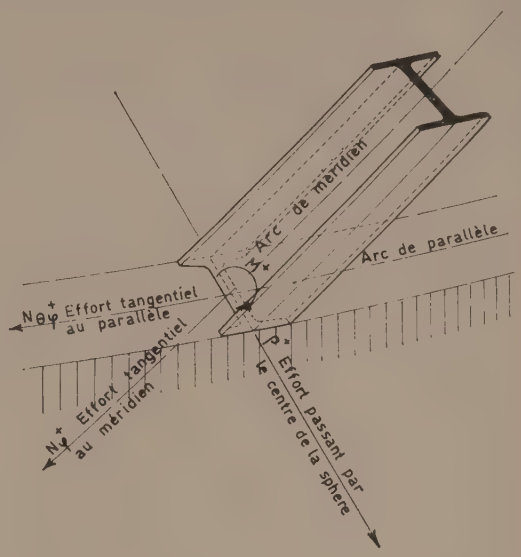
	φ	Θ	Effort kg/m	Poids propre	Neige	Vent	Efforts cumulés kg/m
Parallèle de base	135°		N_φ	+ 3 620	+ 660	+ 4 600 maxi.	+ 8 880 maxi.
		180°	$N_{\Theta\varphi}$	0	0	0	0
			N_Θ	— 4 380	0	— 5 350 maxi.	— 9 730 maxi.
			N_φ	+ 3 620	+ 660	— 820	+ 3 460
		90°	$N_{\Theta\varphi}$	0	0	+ 5 600 maxi.	+ 5 600
			N_Θ	— 4 380	0	— 135	— 4 515
			N_φ	+ 3 620	+ 660	— 3 330 maxi.	3 620 — 3 330 = + 290 mini.
		0°	$N_{\Theta\varphi}$	0	0	0	0
			N_Θ	— 4 380	0	+ 4 820 maxi.	+ 440 mini.
Parallèle sur labo	117°		N_φ	+ 1 940	+ 660	+ 1 730 maxi.	+ 4 330 maxi.
		180°	$N_{\Theta\varphi}$	0	0	0	0
			N_Θ	— 2 420	— 390	— 2 670 maxi.	— 5 480 maxi.
			N_φ	+ 1 940	+ 660	— 1 050	+ 1 550
		74°	$N_{\Theta\varphi}$	0	0	— 3 120 maxi.	— 3 120 maxi. pour Θ = 97°70
			N_Θ	— 2 420	— 390	+ 370	— 2 440
			N_φ	+ 1 940	+ 660	— 1 070 maxi.	1 940 — 1 070 = + 870 mini.
		68°	$N_{\Theta\varphi}$	0	0	— 2 370	— 2 370
			N_Θ	— 2 420	— 390	+ 620	— 2420 + 620 = — 1 800

TABLEAU II

φ	Effort radial ρ kg/m	Moment + M kg/m
Parallèle de base φ 135°	+ 1 500 — 1 000	+ 1 000 — 500
Parallèle sur labo φ 117°	+ 1 300 — 1 000	+ 750 — 500

3. EFFORTS RÉSULTANTS SUR LES FONDATIONS

Ils s'obtiennent en ajoutant géométriquement les efforts indiqués sur les tableaux I et II.



L'enveloppe extérieure mesure 26 m de diamètre, elle est en tôle d'acier Martin de 4 mm d'épaisseur, portée à 6 mm pour le renforcement des deux viroles de base. L'emploi de l'acier Martin, quoique plus onéreux a été préféré à l'acier Thomas parce que son procédé de fabrication permet d'obtenir des aciers exactement dosés, répondant plus facilement aux taux de travail imposés ; il est d'ailleurs utilisé chaque fois qu'une qualité spéciale est exigée, ce qui est souvent le cas pour les grandes administrations, Marine, Artillerie, Chemins de fer, etc...

L'enveloppe est ensuite raidie par deux cours de fer U soudés et disposés suivant les méridiens et les parallèles. Aux ruptures de continuité, des renforts spéciaux ont été prévus.

Au total, soixante-huit méridiens redresseurs découpent le cercle équatorial suivant des arcs égaux de 1,187 m environ. Les parallèles découpent un cercle méridien quelconque suivant des arcs égaux de 2,207 m. La tôle est ainsi divisée en éléments trapézoïdaux qui de part et d'autre de l'équateur atteignent 220 × 118 cm approchant (pour cette partie de la sphère et les parties voisines) les dimensions du commerce (fig. 7 et 8).

Au sommet, une coupole d'un rayon de 1,42 m arrête les méridiens redresseurs.

L'ensemble des méridiens et des parallèles représente une longueur de 2 780 m de fer U, et la tôle extérieure couvre une surface sphérique de 1 770 m².

* * *

Le chaudronnage de cette sphère, voulue absolument ronde dans tous les détails extérieurs et intérieurs, a été exécuté aux ateliers d'Oissel.

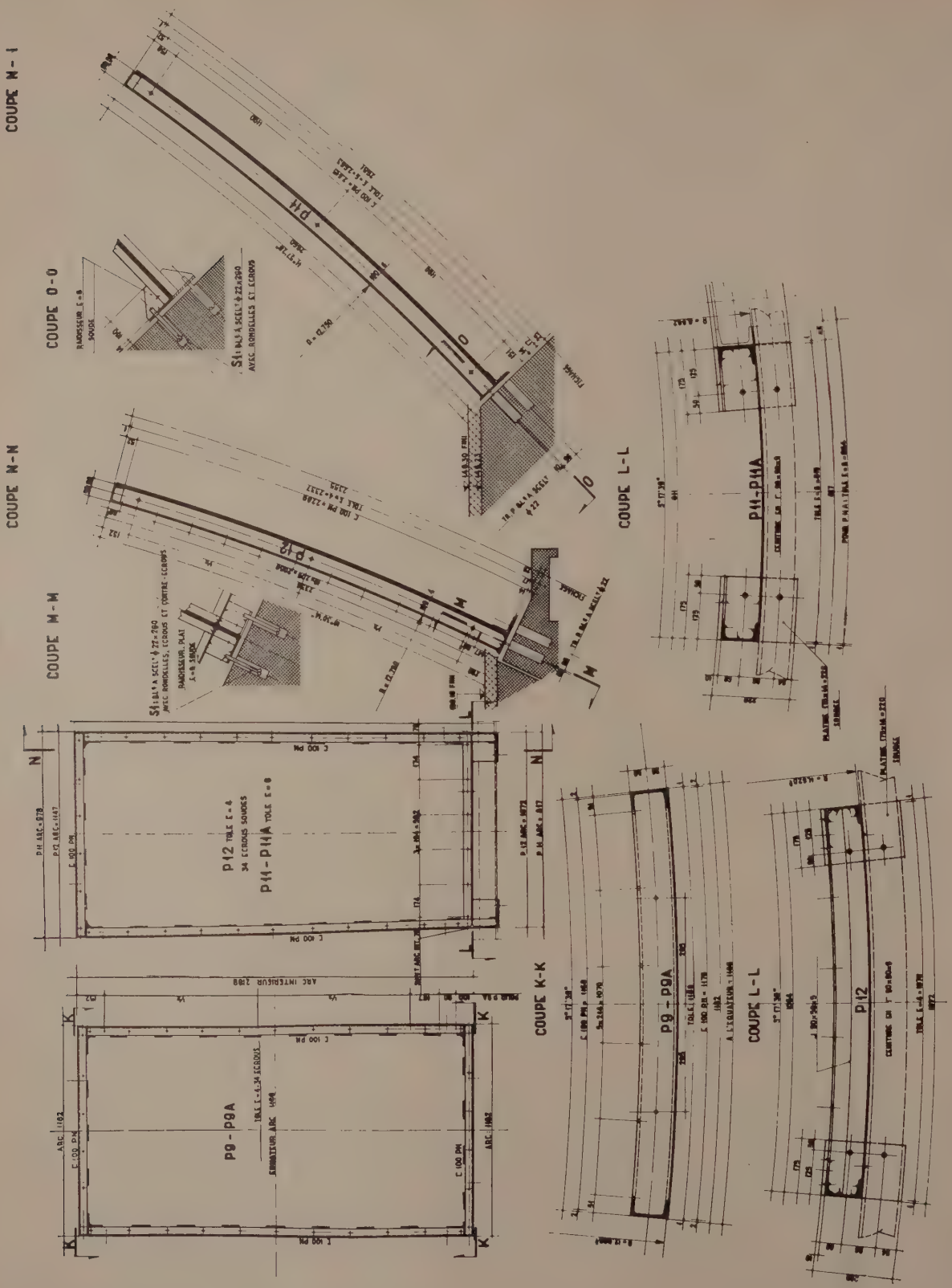


FIG. 7. — Détails de fabrication et de montage.

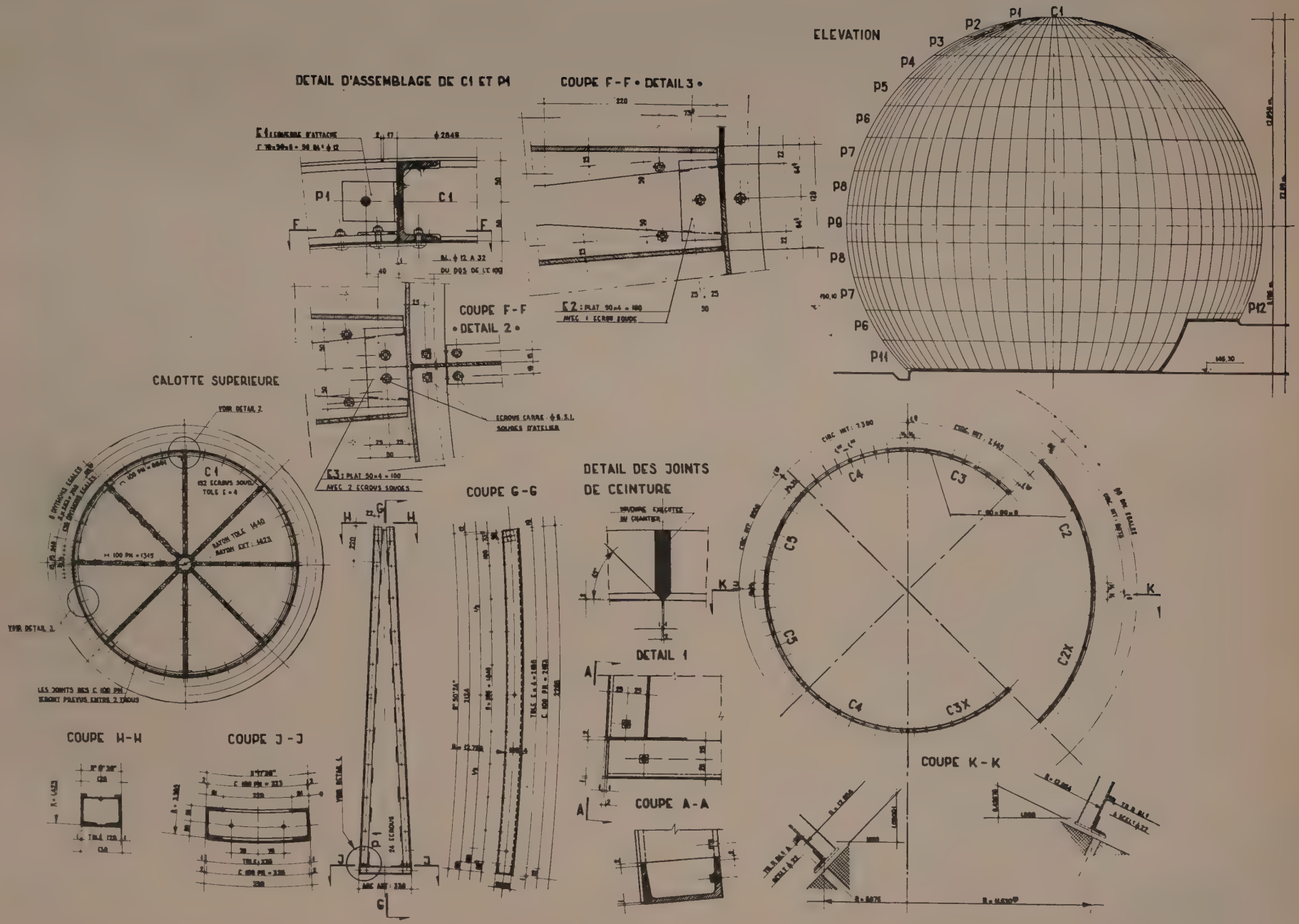


FIG. 7. — Détails de fabrication et de montage.



(Photo-reportage YAN.)

FIG. 8. — **Montage de la sphère.**

Les tôles, coupées aux dimensions précises, furent remises en forme à froid, une matrice spéciale ayant pu être utilisée en raison de la constante du rayon de courbure. De même, les éléments des méridiens et des parallèles, tracés en longueur, furent mis en forme à la presse.

Puis les tôles furent soudées aux fers U sur les quatre côtés, mais, précaution importante pour le montage, les angles furent laissés libres, ce qui donna plus de souplesse et permit aux éléments de se prêter aux déformations consécutives à la mise en place.

Les panneaux ainsi préparés furent expédiés sur le chantier, virole par virole, sablés sur place et peints au minium Bessemer avant la mise en œuvre.

Alors commence le montage.

***

Les premiers panneaux sont fixés à la couronne de fondation par des boulons d'acier de 22 mm, reprenant le moment d'encastrement.

Le montage s'exécute virole par virole, au moyen d'une grue de 50 tonnes, et de 40 m de haut.

Au centre de la future sphère un mât avec deux bras télescopiques qui, mis en longueur à chaque virole, distribuent et règlent la mise en place des panneaux et ceux-ci sont assemblés aussitôt par des boulons d'épinglage (fig. 9).

Lorsqu'une virole est terminée, des câbles prétendus, rayonnant du mât central, sont posés pour éviter les déformations avant la fermeture complète de la sphère. C'est après la fixation des trois premières viroles que commence la soudure des panneaux.

Soudure d'étanchéité et de résistance de la tôle, continue, à l'extérieur ; soudure discontinue des méridiens et des parallèles, à l'intérieur, et cela pour absorber les contraintes résiduelles.

Ensuite, seulement, les angles des panneaux qui avaient été laissés libres au montage en usine sont enfin soudés pour assurer la parfaite continuité dans la répartition des efforts.

En fait pendant le montage, il n'est constaté aucune brisure de l'enveloppe sphérique.



(Photo-reportage YAN.)

FIG. 9. — **Grue et mât central avec bras télescopique de montage.**

Lorsque les quatre postes de soudure sont à la fois en action, le montage continue au-dessus des trois premières viroles (fig. 10). Et les difficultés commencent lorsque, passé le parallèle équatorial, la sphère commence à diminuer. En effet, sous leur poids propre les viroles tendent à se refermer, aussi monte-t-on à l'intérieur, appuyé sur le plateau supérieur, un échafaudage tubulaire qui s'élève au fur et à mesure de l'avancement des travaux pour maintenir les viroles en place.

Enfin, à la dernière virole, le mât central est retiré et la calote terminale est présentée au sommet de la sphère ; les monteurs exécutent alors un véritable exercice d'alpinistes pour la mettre en place.

Pendant ce temps, à l'intérieur, la laine de verre d'isolation thermique est mise en place, soigneusement maintenue entre les parallèles et les méridiens. Le revêtement d'aluminium prend place aussitôt après sur l'ossature métallique. Ce revêtement est fait de plaques d'aluminium martelé de 10/10 d'épaisseur, découpées et percées en atelier, mises en forme et fixées sur place



(Photo Ray-Delvert, Villeneuve-sur-Lot.)

Fig. 10. — Poste de soudure.



(Photo-reportage YAN.)

Fig. 11. — Voûte de la sphère.

par des couvre-joints en aluminium lisse de 7 cm de largeur sur 3 mm d'épaisseur. Un ruban plastique est interposé entre les couvre-joints et les fers U de l'ossature (fig. 11 et 11 b). L'isolation thermique en laine de verre a été préférée à l'amiante projeté. L'amiante, par son manque de souplesse, aurait pu se fissurer au cours des déformations constantes de la boule et provoquer des poussières, alors que la laine de verre reste souple et que sa mise en place écarte tout danger de poussières pour l'accélérateur.

Pour les travaux de peinture extérieure de la sphère, une tige d'amarrage avait été prévue au sommet de la boule afin d'y fixer un renvoi de cordes maintenant des nacelles ; ainsi les peintres descendent avec précaution du sommet vers la base.

Un trou d'homme avait été également prévu pour l'accès ultérieur au sommet lors des travaux d'entretien nécessaires. Mais ce dispositif est abandonné pour des raisons d'étanchéité. Aussi, lorsque la réfection de la peinture sera envisagée, la forme sphérique interdisant l'échelle de pompier, un homme sera déposé par hélicoptère au sommet pour accrocher une corde à la tige d'amarrage.

*
* *

Il fallait une porte extérieure, au niveau de l'accélérateur, pour l'entrée des pièces lourdes, volumineuses ou fragiles des appareils, en tout quatre-vingt-six caisses. Pour sauvegarder l'intégrité de la forme sphérique, la porte est prise dans quatre panneaux de l'enveloppe. Les dispositions de pose, après le passage des caisses, et de dépose éventuelle, avaient été soigneusement étudiées (fig. 12).



Fig. 12.

Tout était rigoureusement prévu, sauf la vie propre de la sphère. Lorsque nous voulons fermer la porte, trois mois environ après la finition de la sphère, c'est un travail, non pas de monteur, mais de démolisseur, qu'il faut exécuter. Comme un simple spoutnik, elle avait commencé sa vie, plus terre à terre sans doute, au gré du soleil, de la lune et des vents sur sa carcasse d'acier. Sous l'effet de la dilatation elle avait amorcé un mouvement de 8 mm.

A grands coups de marteaux nous mettons la porte en place, elle est parfaitement étanche à l'air et à l'eau.

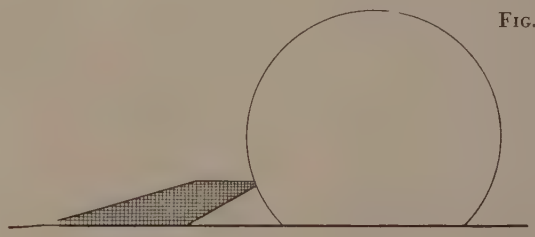


(Photo-reportage YAN.)

Fig. 11 *bis.* — **Vue intérieure.**

Mais pour la rouvrir facilement il n'en est pas question. Sans plus attendre, je décide de changer de système. Le choix reste limité : porte verticale extérieure en avant ou porte verticale intérieure en arrière. La porte verticale extérieure appuyée sur un plan incliné donnant un accès facile au niveau de l'accélérateur est d'une grande séduction ; mais le prix de revient de la poutre qui formait le plan incliné me prive de la joie de la réaliser.

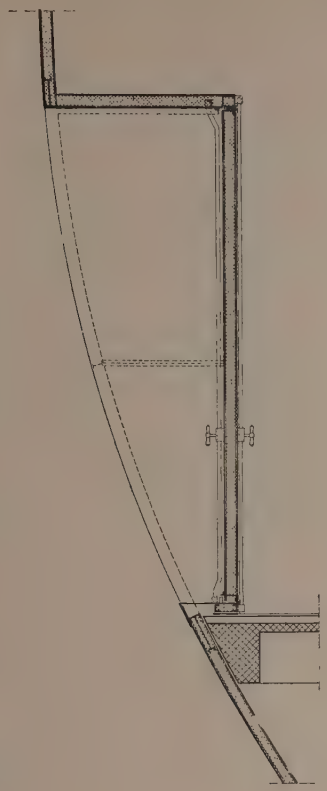
Fig. 12.



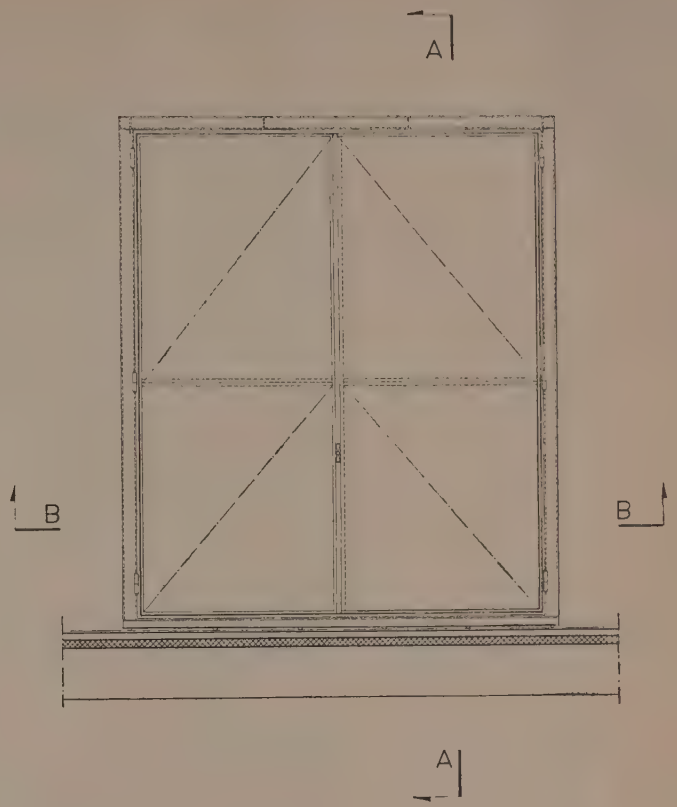
Reste la porte intérieure, plus discrète, d'une manipulation facile et d'un prix acceptable. Elle est choisie et exécutée. Sa dimension correspond à quatre panneaux de tôle de 4,40 m de haut et de 3,21 m de large ; elle se compose de deux battants articulés sur des paumelles très robustes et fermés à l'aide d'une crémone intérieure qui commande une crémone extérieure de sécurité.

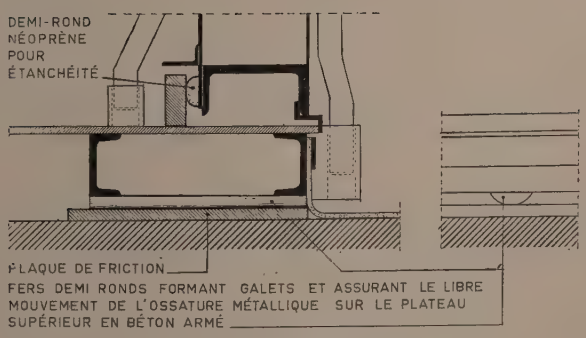
L'essentiel de sa mise en place et de son fonctionnement consiste à éviter la transmission des vibrations de l'enveloppe de la sphère sur laquelle sa partie supérieure est soudée, à la plate-forme sur laquelle sa partie inférieure repose.

Le tableau au pourtour de la porte est soudé à l'enveloppe de la sphère comme sont soudés entre eux les panneaux de la sphère. La porte est donc tenue dans les trois parois du tableau, et sa partie inférieure repose

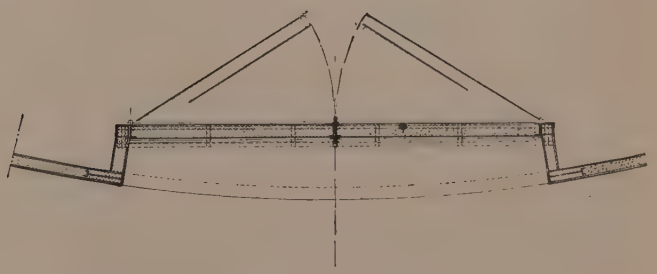


COUPE A-A





Détail de l'appui de la porte.



COUPE B-B

Fig. 12. — Détails d'étude de la porte au niveau supérieur.

sur une assise composée d'une plaque de friction solidaire du plancher en béton, par un sabot muni de galets, permettant la libre dilatation de l'enveloppe sphérique par rapport à l'ossature du béton.

A sa partie supérieure, un palan électrique de 2 t facilite la manœuvre des pièces à introduire dans la sphère. La porte, parfaitement étanche à l'eau et à l'air, s'ouvre aussi facilement qu'une petite porte de service. Peut-être ne s'ouvrira-t-elle jamais avant plusieurs années, peut-être les progrès de la science en feront-ils un simple va-et-vient. Tous les cas sont prévus.

Au bilan des quantités métalliques mises en œuvre dans l'enveloppe sphérique on trouve : 120 t d'acier façonné mis en œuvre, 2 800 m de soudure et 23 766 trous de fixation. L'isolation thermique représente un volume de 170 m³ de laine de verre.



(Photo-reportage YAN.)

FIG. 12 *bis.* — **Porte extérieure.**

CLIMATISATION

La climatisation répond à des conditions rigoureuses imposées par la nature des expériences et par les conditions de travail. Que la sphère soit étanche à l'eau et à l'air, que les locaux soient dépourvus de ventilation naturelle, cela suffit à la nécessité d'une climatisation. Mais à ces besoins ordinaires s'ajoutent des impératifs hors desquels le fonctionnement des appareils est impossible et les expériences d'avance compromises.

Ainsi toute transmission de vibration par les appareils ou par l'air pulsé, supérieure à 4/10 000 000 de millimètres doit être supprimée ; les écarts de température ne peuvent dépasser 2,5° C en plus et 2,5° C en moins, pendant une expérience et cette expérience peut durer une journée ; l'air doit présenter une hygrométrie de 40 % en moyenne et surtout, point capital, être exempt de toute poussière.

J'ajouterai, pour compléter ce programme de climatisation, que les dégagements de chaleur par les appareils sont environ de 20 kW dans la sphère, de 5 kW dans les locaux du microscope, et que le coefficient d'isolation thermique est de 0,80 (fig. 13).

Les premiers risques de vibrations ont été éliminés, nous l'avons vu, par la position de la centrale à l'extérieur de la sphère. Les gaines qui rejoignent les postes de pulsation sont enterrées et articulées.

La centrale traite un mélange d'air neuf et repris. Cet air d'abord pré-filtré par des filtres en Perlon destinés à retenir les plus grosses impuretés, est filtré une seconde fois d'une manière très poussée par des filtres spéciaux à très haut pouvoir de filtration.

Le mélange d'air, dans une faible proportion d'air neuf et une grande proportion d'air repris, traverse ensuite une batterie de réfrigération à détente directe de fréon ; cette batterie est raccordée à deux compresseurs frigorifiques à pistons. Elle assure le refroidissement, et surtout la déshumidification de l'air.

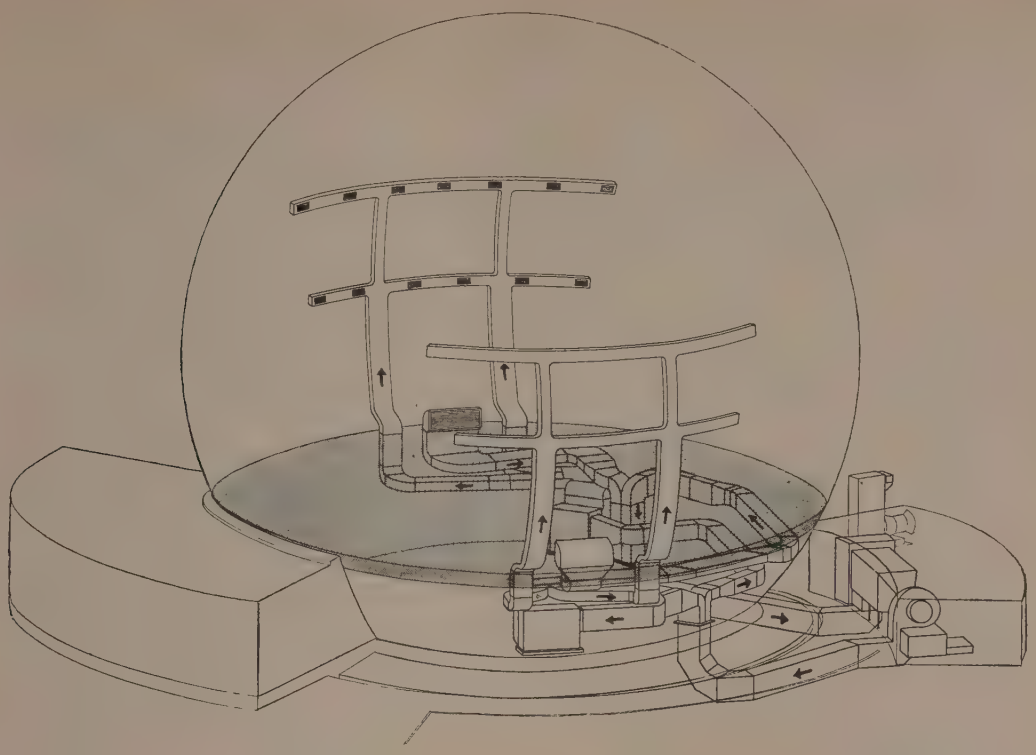


Fig. 13. — Perspective d'ensemble de la climatisation.

A la suite de cette première batterie, une seconde batterie de chauffe à circulation d'eau chaude en provenance de la chaufferie centrale du grand laboratoire, permet de réchauffer l'air en hiver.

En demi-saison la batterie d'eau chaude est remplacée par des batteries électriques. Ces batteries auront une grande importance en demi saison lorsque les fluctuations de la température sont souvent brusques ; fluctuations sans doute lentes dans leur répercussion à l'intérieur d'un immeuble, mais rapides dans la coque d'une sphère.

Un ventilateur centrifuge à haut rendement véhicule l'air à travers les composantes que je viens d'énumérer et le refoule à l'intérieur de la sphère par des gaines et des caissons en tôle tout spécialement appliqués contre la forme de la sphère, et construits sans arêtes vives afin d'éviter les amorces d'étincelles pendant le fonctionnement de l'accélérateur. La diffusion de l'air s'opère par des bouches à lamelles orientables verticalement et horizontalement, assurant une bonne répartition de l'air climatisé dans la sphère. Ces bouches sont situées à la hauteur des coupoles de l'accélérateur et à une distance de 7 m environ.

Le débit d'air total véhiculé par cette installation est de 19 000 m³/h, ce qui correspond à un renouvellement d'air de près de trois fois à l'heure le volume de la sphère. L'air pénètre dans la sphère à une vitesse de 3 m/s.

La puissance calorifique est de 40 000 cal/h et la puissance frigorifique de 55 000 fg/h (fig. 14).

Le fonctionnement automatique de l'installation est réglé par des thermostats et hygrostats électriques extrêmement sensibles.

La réfrigération est obtenue par des compresseurs frigorifiques à pistons dont les condenseurs sont refroidis par un ruissellement d'eau.

Dans les cabines du microscope, il faut maintenir en toutes saisons de bonnes conditions de confort par une température et une hygrométrie bien équilibrées ; 20° par — 5° et 26° par + 32°, l'humidité relative n'excédant pas 50 %.

Les cabines sont climatisées par un groupe conditionneur monobloc comportant à l'intérieur toutes les composantes nécessaires au traitement de l'air, c'est-à-dire permettant de filtrer l'air, de le chauffer, de l'humidifier en hiver et de le déshumidifier en été.

Le débit d'air véhiculé par chaque groupe conditionneur est de 2 500 m³/h, la puissance frigorifique est d'environ 9 000 fg/h et la puissance calorifique 9 000 cal/h.

Toutes ces installations réunissent les derniers perfectionnements de la technique moderne du conditionnement de l'air et de la réfrigération.



(Photo-reportage YAN.)

FIG. 14. — **Vue intérieure des gaines de climatisation — cabine de visite.**

ÉQUIPEMENT ÉLECTRIQUE

Les installations électriques de la sphère comprennent principalement :

— l'accélérateur proprement dit, alimenté à partir d'une armoire de répartition et nécessitant une puissance d'environ 80 kVA;

— l'alimentation du conditionnement d'air pour une puissance de 40 ch environ;

— des tableaux de répartitions situés dans les salles de mesure de l'accélérateur et dans les laboratoires annexes, ces tableaux comportent des prises de courant de calibres différents permettant l'alimentation des divers appareils d'essai et de mesure;

— des installations annexes telles que palans, moteurs auxiliaires et divers;

— les installations d'éclairage.

Ces installations sont alimentées en courant alternatif 50 p — 220/127 V et en courant continu 220 V et 110 V. L'alimentation alternative est réalisée à partir d'un poste de transformation 13 500 V/220-127 V relié au réseau souterrain haute tension de l'Électricité de France

desservant la Ville de Toulouse. Ce poste de transformation alimente également les autres installations du Centre National de la Recherche Scientifique (Institut d'Électronique, Phytogéographie). Il comprend un transformateur séparé de 160 kVA pour l'alimentation de l'accélérateur. Le poste est situé à environ 200 m de l'accélérateur ; la liaison électrique est réalisée par deux câbles armés 1 000 V identiques connectés en parallèle, constitué chacun par trois conducteurs cuivre de 185 mm² plus un conducteur de 95 mm². Ces deux câbles aboutissent au plateau inférieur sur un transformateur d'isolement de 160 kVA destiné à protéger les équipements électriques situés en amont contre tout incident provoqué par le fonctionnement de l'accélérateur (ondes de choc). Le transformateur d'isolement est relié à son tour à une armoire générale de répartition contenant les étoilements et les appareils de protection nécessaires à l'alimentation des installations définies précédemment.

L'installation d'éclairage ne présente aucun caractère particulier à l'exception de l'éclairage du plateau supérieur et des salles des microscopes placées au-dessous de l'accélérateur.

L'éclairage du plateau supérieur a été réalisé par dix projecteurs d'une puissance totale de 6 000 W ; les projecteurs sont disposés en deux groupes de cinq appareils placés au-dessus des cabines de visite.

L'éclairage des salles de microscopes où se trouvent les expérimentateurs est du type indirect et commandé par gradateurs de lumière, de manière à éviter toute fatigue supplémentaire de la vue après une période d'examen au microscope électronique dans l'obscurité.

L'éclairage fluorescent a été condamné en raison des champs parasites que provoquent les petits transformateurs de ce mode d'éclairage. Les trajectoires des électrons peuvent être fortement perturbées par la présence des champs magnétiques parasites. Leur action altère la qualité des images obtenues. Le champ magnétique terrestre, d'intensité pourtant faible, est lui-même gênant.

ÉQUIPEMENT TÉLÉPHONIQUE ET PROTECTION

Cet équipement comprend quatre postes normaux, trois situés dans les laboratoires annexés à l'accélérateur, un dans la salle des microscopes et susceptible donc d'être soumis exceptionnellement à l'influence de l'accélérateur. Des précautions ont été prises pour éviter de perturber le réseau général des P.T.T. :

— chaque appareil est muni d'une protection techniphone (para-foudre et fusible) les parafoudres étant reliés au réseau général de terre ;

— les câbles de liaison entre appareil et de raccordement au réseau général sont d'un type spécial à haute rigidité diélectrique écran métallique, isolement aux matières thermoplastiques ;

— chaque appareil est en outre muni d'un dispositif spécial contre les chocs acoustiques constitués par des cellules à semi-conducteur.

MISE A LA TERRE DE LA SPHÈRE ET DE SON ÉQUIPEMENT

Les circuits et mise à la terre sont destinés à assurer les protections contre les défauts dans l'équipement de l'accélérateur et contre les surtensions atmosphériques.

La sphère, entièrement métallique, se trouve soumise aux surtensions atmosphériques qui peuvent être de quatre ordres :

— le coup de foudre direct provoquant des ondes de grande amplitude pouvant atteindre plusieurs millions de volts ;

— le coup de foudre indirect au voisinage de la sphère (onde de surtension de l'ordre de plusieurs centaines de kilovolts) ;

— l'induction électrostatique provoquée par un nuage chargé d'électricité (ondes de faible amplitude, front maximal de l'ordre de 100 kW) ;

— les charges statiques, de faible importance et progressives, facilement écoulées au sol.

La protection contre les surtentions d'ordre atmosphérique a été réalisée de la façon suivante :

L'ossature métallique de la sphère (parties extérieure et intérieure) est reliée à deux prises de terre diamétralement opposées. Le plateau supérieur et la partie de la sphère située au-dessus de ce plateau constituent une cage de Faraday réalisée par l'ossature métallique de la sphère et par un tapis équipotentiel — noyé dans le dallage du plateau supérieur — constitué par un grillage cuivre type ondulé à mailles de 20 mm à fil de cuivre rond de 3 mm de diamètre. Les éléments de ce grillage sont reliés entre eux par brasure et le tapis qu'ils forment rejoint l'ossature de la sphère par des tresses en cuivre placées sur le pourtour du plateau supérieur tous les 50 cm environ (fig. 15).

Cette installation réalisée au cours du printemps et de l'été 1958 n'a donné lieu jusqu'à ce jour à aucun incident et l'on peut donc approuver l'efficacité de cette protection. Il n'a pas été possible de vérifier si des écoulements importants ont eu lieu, mais à l'occasion d'un orage au cours de l'automne 1958, un coup de foudre direct a eu lieu sur la sphère sans aucune répercussion sur les installations intérieures.

Une installation du même genre a été réalisée en 1950

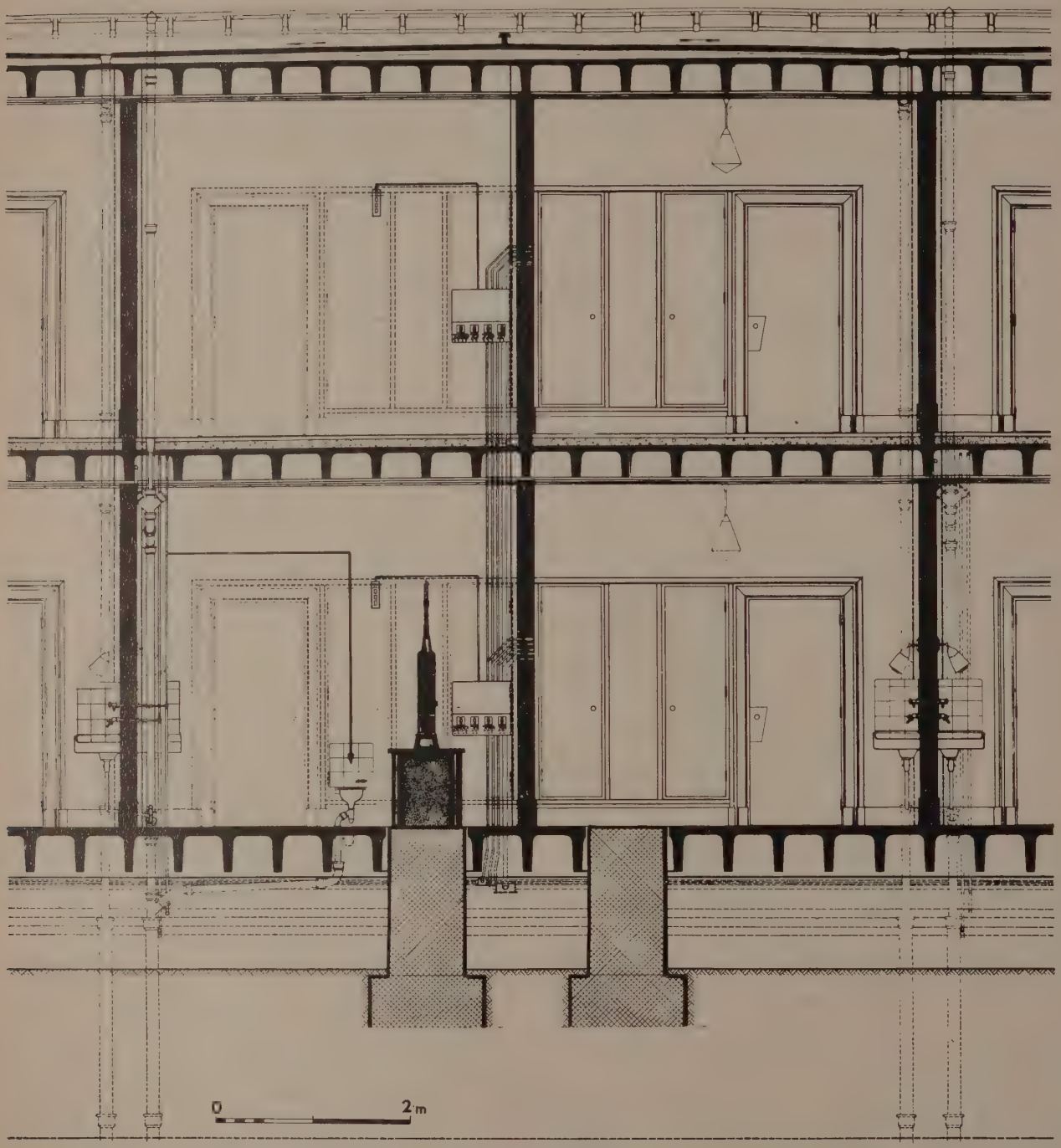


FIG. 16 (*a*). — **Disposition des gaines dans les laboratoires d'optique électronique.**

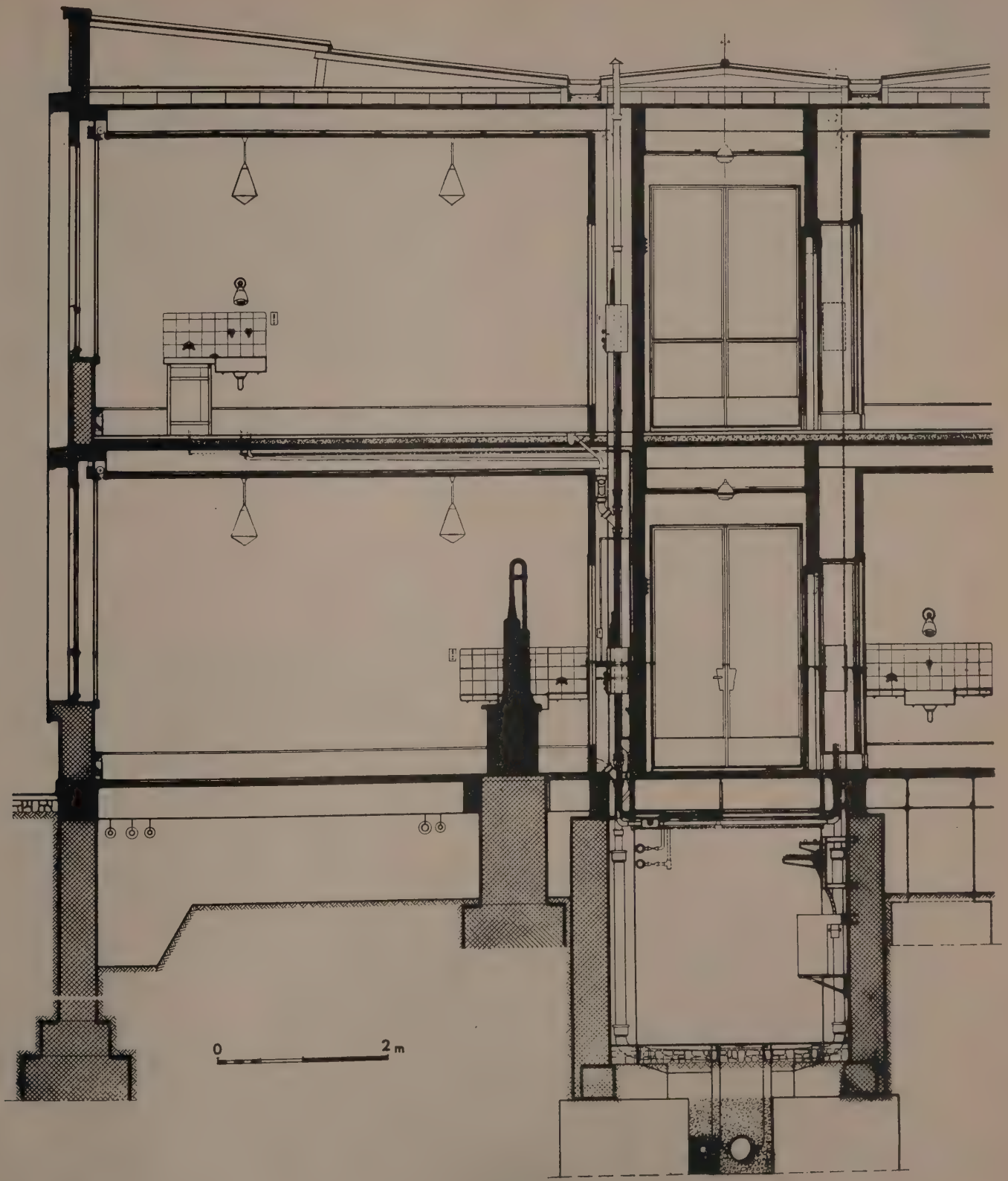


FIG. 16 (*b*). — **Disposition des gaines dans les laboratoires d'optique électronique.**

à l'observatoire du Pic du Midi (altitude 2 850 m) dans une région particulièrement foudroyée, et elle a toujours donné une entière satisfaction.

Un réseau général de terre indépendant a été réalisé dans l'accélérateur et les laboratoires annexes pour la protection contre les défauts éventuels dans les installations. A ce réseau sont reliées toutes les masses métalliques des appareils, les bornes de terre des appareils, ainsi que les parafoudres des protections techniphones de l'installation téléphonique.



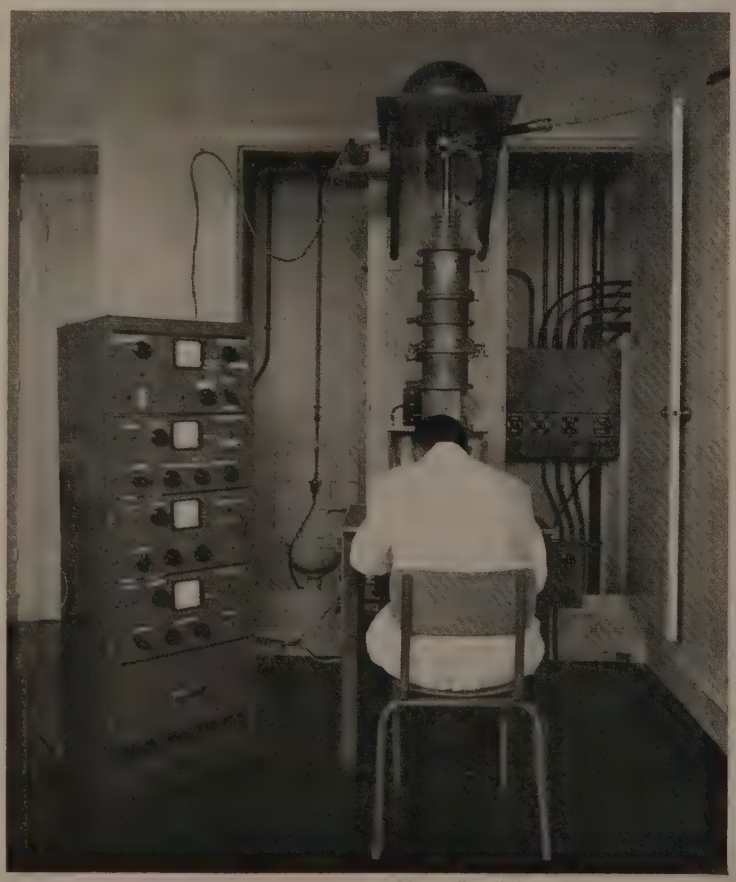
FIG. 15. — **Détail du tapis formant cage de Faraday.**

GAINES DE DISTRIBUTION DES FLUIDES

La distribution des fluides, mis à part l'électricité et la climatisation, ne présente pas d'intérêt particulier. Chacun des sept laboratoires extérieurs est muni d'une petite paillasse avec évier et amenée de gaz, d'une armoire électrique, et deux d'entre eux possèdent une sorbonne. Toutefois la distribution des fluides à l'intérieur des grands laboratoires offre une disposition que je veux montrer.

Généralement les gaines placées le long des couloirs sont accessibles, non pas de l'intérieur des locaux de travail, mais des couloirs. Ici c'est le contraire qui a été fait : les gaines sont fermées sur le couloir et ouvertes sur les locaux de travail pour prendre la forme de placards. Les chercheurs y trouvent immédiatement sous la main les amenées et les évacuations des fluides ; ils peuvent faire des branchements provisoires ou définitifs utiles à leurs travaux et garder ainsi le contrôle absolu de l'ensemble. Ils ont, en quelque sorte, le moteur et le tableau de bord à la fois devant eux.

FIG. 17. — **Vue d'une gaine de distribution des fluides.**



(Photo Ray-Delvert, Villeneuve-sur-Lot.)

Une disposition de fourreaux permet le passage des tuyaux et des câbles à travers les parties fixes de l'armoire réservées à cet effet (fig. 16).

Par exemple l'alimentation d'un microscope électronique est assurée d'un côté par une armoire électrique, de l'autre côté par l'amenée d'eau qui sert au refroidissement du microscope. Tous les éléments fonctionnent sous les yeux du chercheur et toute défaillance des appareils est immédiatement réparée par celui-là même qui en fait un usage quotidien (fig. 17).

La distribution générale dans le bâtiment est horizontale en sous-sol et verticale dans les étages. L'ensemble de ces dispositions s'est révélé, à l'usage, particulièrement pratique et économique. Pratique, parce que le chercheur peut à volonté et facilement user des amenées et des évacuations suivant l'évolution constante des appareils, suivant même ses propres découvertes. Économique, parce que les circuits sont identiques pour toutes les pièces et en conséquence réduits au strict minimum sur un type unique.

MUR-RIDEAU

La façade des laboratoires extérieurs est habillée de profilés en alliage d'aluminium de 2 mm d'épaisseur ; l'examen de ces profilés permet de constater le caractère soigneusement étudié de leurs ajustages (fig. 18).

Pour tous les autres corps d'état qui ont collaboré à la sphère je dois vous signaler :

— les travaux de peinture d'aluminium sur la paroi extérieure de la sphère qui nous ont valu d'admirer les acrobaties des peintres ;

— le revêtement du sol du plateau supérieur en pégulan rouge et noir ;

— les travaux de menuiserie dont vous avez pu remarquer la belle qualité sur les clichés déjà passés ;

— enfin l'appareil qui servira à mettre en place le microscope électronique après avoir pris chaque lentille du poids de 1 tonne environ au ras du sol pour la monter à 4 m de haut et la présenter sur son axe définitif à 1 mm près.



(Photo-reportage YAN.)

FIG. 18. — **Détail du mur-rideau.**

CONCLUSION

Au cours de la conférence je vous ai donné une sorte de bilan des travaux de béton armé et des travaux de construction métallique.

Je pourrais sans doute y ajouter le bilan de mes propres travaux d'architecte qui représentent deux longues années d'études ; il ne s'est pas passé de jour pendant ces deux ans qu'il ne soit question de revoir un plan ou de faire un croquis pour la « Boule ».

Mais il reste un autre bilan, un bilan capital qui nous intéresse tous et qui appartient à l'avenir c'est celui des savants. Je l'entrevois dans une phrase que M. Gaston Dupouy écrivait en 1952 dans son ouvrage sur les éléments d'optique électronique : ... « Nous sommes amenés à nous demander jusqu'où le microscope électronique nous permettra d'aller dans cette course vers la vision de l'infiniment petit... »

Je dirai que la réponse est là. Elle est déjà là n'en doutons pas, dans la chambre photographique du microscope qui habite la sphère du Centre National de la Recherche Scientifique de Toulouse.



Vue générale de la sphère.
En avant les sept petits laboratoires.

(Reproduction interdite.)

ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS, 6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS-XVI^e^.

(Ann. I. T. B. T. P.)

7057-3-4-1960. Typ. FIRMIN-DIDOT et C^ie^, Mesnil (Eure)
Dépôt légal : 2^e^ trim. 1960.

Le Directeur-Gérant : P. Guérin.

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

MARS-AVRIL 1960

Treizième Année, Nos 147-148

Série : BÉTON. BÉTON ARMÉ (56)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES — SÉANCE DU 6 MAI 1958

SOUS LA PRÉSIDENCE DE **M. L'HERMITE,**

Délégué général des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics

IMPORTANCE RELATIVE DES ERREURS DE DOSAGE DANS LA CONFECTION DU BÉTON — ESSAIS STATISTIQUES

par **M. L. VIRONNAUD,**

Chef de Service au Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics

RÉSUMÉ

L'étude a pour but de déterminer l'incidence, sur les propriétés du béton, des erreurs de dosage que l'on peut commettre sur les divers constituants. Cent quatre-vingt-une compositions granulométriques de béton — toutes différentes — ont été réalisées. Pour chacune, de nombreuses déterminations des caractéristiques du béton ont eut lieu : analyses de béton frais, mesures rhéologiques, masse volumique, résistances à la compression et à la flexion, retrait.

Les mesures rhéologiques sont au nombre de six, leurs domaines d'applications sont parfois différents. Ces mesures ne paraîssent pas précises au point de mettre en évidence de faibles variations de compositions d'un béton, mais constituent des sonnettes d'alarme pour prévenir un excès ou un manque d'eau par rapport à un témoin donné.

Les résistances à la compression sur cylindres sont particulièrement étudiées; d'autres mesures ont été faites pour la compression et la flexion sur prismes. Elles montrent que, pour une composition granulométrique donnée, un excès d'eau n'amène des chutes de résistances ni rapides ni brutales. Par contre un manque d'eau, lorsque le béton est déjà sec, conduit à des chutes de résistances très importantes et à un danger de grande hétérogénéité du béton.

Des bétons très chargés en graviers n'atteignent jamais de fortes résistances même avec de grandes quantités de ciment. L'augmentation de la quantité de sable peut être préjudiciable aux résistances si elle ne s'accompagne pas d'une augmentation raisonnable de la quantité d'eau; l'accroissement des éléments très fins du sable fait baisser les résistances, dans les bétons fortement et moyennement dosés en ciment.

Les mesures du retrait font ressortir deux faits : faible influence du rapport eau/ciment, pour nos limites de confection des bétons, forte influence du dosage en ciment.

SUMMARY

The object of the study is to determine the effect on the properties of concrete of proportioning errors that can be committed with the various constituents. One hundred and eighty-one grain-size compositions of concrete, all different, were made. For each one, numerous characteristics of the concrete were determined : analyses of fresh concrete, rheological measurements, volume mass, compressive and bending strength, shrinkage.

There are six rheological measurements, their fields of application being at times different. These measurements are not sufficiently precise to bring out the slight variations in the composition of a concrete, but they constitute warning signals to prevent an excess or a lack of water in relation to a given sample.

The compressive strengths on cylinders are examined with particular attention; other measurements have been made for compression and bending on prisms. They show that for a given grain-size composition, an excess of water does not entail either rapid or sudden decreases in strength. A lack of water, on the contrary, when the concrete is already dry, leads to very considerable decreases in strength and to a danger of great heterogeneity in the concrete.

Concretes having a very high percentage of gravel never acquire high strengths, even with large quantities of cement. The increase in the quantity of sand may jeopardize the strengths if it is not accompanied by a reasonable increase in the quantity of water; increasing the very fine elements in the sand brings about a lowering of the strengths in concretes having high and average proportion of cement.

Shrinkage measurements bring out two facts : the slight influence of the water/cement ratio, for our limits of concrete making, and the strong influence of the cement proportioning.

AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

Nous allons, ce soir, parler d'un sujet qui peut-être semblera un peu ancien, usé. Nous allons parler granulométrie. On en a dit et écrit beaucoup sur ce sujet et bien des personnes se sont essayées à des théories sur la composition du béton et sur la granulométrie.

Vous savez qu'entre les continus, les discontinus, ont lieu des discussions qui ont presque déchaîné les passions. Nous avons pris, nous, ce problème d'une manière assez différente. Sans vouloir a priori, *prendre position sur telle ou telle composition granulométrique, nous avons cherché quelle pouvait être l'influence des erreurs à partir d'une composition granulométrique donnée : autrement dit, une certaine composition étant fixée à l'avance, considérée comme la meilleure ou la plus usuelle, quelle va être l'influence d'une variation accidentelle de cette composition, sur le chantier, lorsque, pour des raisons diverses, on aura pu se tromper sur la quantité d'eau, sur la quantité de ciment, sur la quantité de sable, sur celles des graviers et des cailloux? Il est bien certain en effet, qu'il est impossible, sur un chantier, d'obtenir une composition granulométrique absolument constante, ceci pour toutes sortes de raisons.*

D'abord, les approvisionnements ne sont pas constants. Tout à l'heure, on vous montrera des exemples de variations sur les approvisionnements dits constants.

Ensuite, existent des erreurs inhérentes à la main d'œuvre. Les ouvriers qui sont au service de la bétonnière ne sont pas des horlogers, ils n'ont pas des balances de précision. Citons encore la quantité d'eau qu'on a quelquefois tendance à augmenter pour faciliter la mise en place, etc...

Ces points de vue, nous allons essayer de les développer ce soir. M. Vironnaud, Chef de Service rue Brancion, a effectué depuis trois ans de nombreuses études qui l'ont conduit, à partir d'une gâchée type, tout ce qu'il y a d'ordinaire, le 400/800 *de la région parisienne, à faire des erreurs que nous avons voulu systématiques et voir quelle était leur influence.*

Vous verrez un certain nombre de choses curieuses.

La première c'est qu'il est très difficile de faire deux gâchées de béton identiques même avec toute la bonne volonté qu'on peut y mettre. Si dans une gâchée de béton, les variations de composition, ou plutôt les variations de résistance — puisque nous avons essayé de juger sur la résistance — sont faibles et donnent des écarts types qui sont de 3 à 4 %, d'une gâchée à l'autre on obtient des variations considérables et cela malgré tout le soin qu'on puisse y mettre.

A quoi est-ce dû? Je vous avoue que nous n'avons pas encore trouvé. On pourrait croire que ces variations peuvent être dues à des dispersions dans une seule population. Dans un grand nombre d'éléments constituant une population, on peut prélever des lots réduits qui donnent des moyennes différentes. Or, il y a des procédés statistiques qui permettent de reconnaître s'il s'agit de variations sur une même population ou sur des populations différentes.

Non seulement nous avons eu des variations, mais ces variations et leurs écarts sont significatifs ; il semble que l'on soit bien en présence de populations qui sont différentes pour des raisons qu'on ne connaît pas.

Vous voyez donc combien il est embarrassant, dans des données de ce genre, de provoquer des variations d'erreurs systématiques sur une matière qui elle-même a subi des erreurs inhérentes à sa fabrication, erreurs dont on ne peut rester maître.

Malgré tout, nous sommes arrivés à tirer des conclusions utiles, M. Vironnaud a fabriqué plusieurs milliers d'éprouvettes provenant de 250 gâchées différentes. Les résultats que nous allons vous montrer, je ne les prétends pas extrêmement brillants, je ne sais même pas si l'on peut en tirer des conclusions que l'on pourrait appeler définitives. Nous avons en tout cas, précisé, cerné les difficultés et à la lumière de tout ceci, vous pourrez peut-être vous rendre compte de la vanité de certaines querelles sur les compositions granulométriques.

Je crois vous avoir tout dit pour faire une introduction à cette conférence et pense que le mieux que nous ayons à faire est maintenant d'écouter M. Vironnaud.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION

I. RÉALISATION DU PROGRAMME

1,1. Erreurs envisagées.

1,2. Composants du béton.

1,21. Ciment.
1,22. Sables et graviers.
1,23. Granulats élémentaires.

1,3. Confection du béton.

1,4. Confection et conservation des éprouvettes.

1,5. Méthodes d'essai ou de mesures.

1,51. Sur le béton frais.
1,511. *Analyses de béton frais.*
1,512. *Mesures rhéologiques.*

1,52. Sur le béton durci.
1,521. *Masse volumique.*
1,522. *Essai de compression sur cylindres.*
1,523. *Essai de flexion et compression sur prismes.*
1,524. *Retrait.*

II. RÉSULTATS

2,1. Bétons témoins.

2,11. Analyse de béton frais.
2,12. Mesures rhéologiques.
2,13. Masse volumique des bétons durcis.
2,14. Résistance à la compression sur cylindres à vingt-huit jours d'âge.
2,141. *Temps de mise en place du béton.*
2,142. *Emplacement des cylindres sur la table vibrante.*
2,143. *Surfaçage des éprouvettes.*
2,144. *Conservation.*
2,145. *Fourniture du ciment.*
2,146. *Période de gâchage.*
2,147. *Dispersion des résultats.*
2,15. Résistance à la compression sur cylindres à sept jours d'âge.
2,16. Résistance à la compression sur bouts de prismes.
2,17. Résistance à la flexion sur prismes.
2,18. Retrait.
2,19. Corrélations.

2,2. Autres bétons.

2,21. Représentation des erreurs.
2,22. Analyse de béton frais.
2,23. Mesures rhéologiques.
2,231. *Erreurs systématiques sur bétons à granulométrie continue.*
2,232. *Bétons à granulométrie continue.*
2,233. *Bétons à granulométries discontinues.*
2,234. *Bétons à granulométries spéciales.*
2,235. *Corrélation entre les différentes mesures.*
2,24. Masse volumique.
2,25. Résistances à la compression sur cylindres à vingt-huit jours d'âge.
2,251. *Erreurs systématiques.*
2,252. *Granulométries continues.*
2,253. *Granulométries dites discontinues.*
2,254. *Granulométries spéciales.*
2,26. Résistance à la compression sur cylindres à sept jours d'âge.
2,27. Résistance à la compression sur prismes.
2,28. Résistance à la flexion.
2,29. Retrait.
2,30. Corrélations.

III. CONCLUSIONS

3,1. Dispersion.

3,2. Analyse du béton frais.

3,3. Mesures rhéologiques.

3,4. Résistances.

3,5. Retrait.

LISTE DES TABLEAUX

1. Tableau résumé des 278 gâchées réalisées.

I. — Bétons témoins (51 gâchées).
II. — Bétons à granulométries continues (183 gâchées dont 138 différentes).
III. — Bétons à granulométries discontinues (23 gâchées dont 22 différentes).
IV. — Bétons à granulométries spéciales (21 gâchées dont 20 différentes).

2. Caractéristiques des ciments utilisés.

3. Moyennes des analyses granulométriques des granulats élémentaires (et valeurs extrêmes).

4. Analyses par tamisage dans l'eau de 23 gâchées témoins (54 analyses).

5. Résistances sur cylindres de béton témoin à 28 jours d'après leur emplacement sur la table vibrante.

6. Résistances sur cylindres de béton témoin à 28 jours réalisés avec le ciment n° 1.

7. Résistances sur cylindres de béton témoin à 28 jours classés par ciment.

8. Résistances sur cylindres de béton témoin à 28 jours (moyennes des séries).

9. Résistances sur prismes de béton témoin à 28 jours (moyennes des séries).

10. Résistances sur cylindres de béton à granulométrie dite discontinue à 28 jours.

11. Rapports moyens des résistances entre elles.

EXPOSÉ DE M. VIRONNAUD

INTRODUCTION

La composition granulométrique des bétons hydrauliques a déjà fait l'objet de très nombreux articles, exposés et recherches, et elle alimentera certainement encore bien des discussions et des études.

De nombreuses courbes de références ou méthodes de détermination d'une composition optimale ont été proposées et certaines sont utilisées très couramment. Il n'est pas question ici d'apporter des arguments en faveur de l'une ou l'autre de ces méthodes, mais de supposer le problème résolu et d'examiner ce qui peut arriver en exécution sur le chantier.

Par un moyen quelconque, une composition granulométrique a été mise au point : les quantités de chaque composant sont données, au kilogramme près et l'on exécute le béton. Quel béton a-t-on réalisé? Les fournitures de ciment, de sable, de gravier ne sont pas identiques les unes aux autres; des erreurs de dosage sur l'un des composants peuvent avoir lieu; des corrections dues à l'humidité des granulats peuvent ne pas être faites; de l'eau et de la laitance peuvent être perdues au cours du transport ou de la mise en place.

Finalement, la composition du béton mis en œuvre va se trouver différente de celle préconisée. Obtiendra-t-on des performances voisines de celles du béton témoin, ou risque-t-on au contraire de graves mécomptes? Le but de cette étude est justement d'examiner les répercussions de certaines variations dans les dosages sur les caractéristiques des bétons.

Mais l'étendue du problème est si vaste, les paramètres sont si nombreux, qu'il a fallu limiter volontairement l'étude, avant même de l'entreprendre. C'est pourquoi, il ne sera question ici que :

— *d'agrégats roulés de Seine* (utilisés couramment sur les chantiers de la région parisienne);

— *d'une seule nature de ciment :* Portland 250/315.

En ce qui concerne les compositions de référence du béton, nous en avons choisi une seule : le classique 800 l de gravier — 400 l de sable — 350 kg de ciment, mais ceci n'a pas, à vrai dire, une grande importance, car les écarts réalisés ont permis de couvrir une gamme très étendue de compositions granulométriques de béton. Toutefois, il faut reconnaître que le béton de référence est un béton à caractéristiques moyennes, souvent utilisé avec satisfaction dans la construction, et que notre investigation a délaissé assez systématiquement les compositions à grandes performances mécaniques.

Les bétons sont confectionnés dans les conditions que nous indiquons en détail plus loin : un béton témoin est intercalé de temps à autre parmi les autres compositions de béton pour servir de repère.

Les caractéristiques mesurées, pour apprécier les bétons et les erreurs de dosages, sont :

— sur le béton frais : l'analyse et les mesures rhéologiques;

— sur le béton durci : la résistance à la compression, et accessoirement, celle à la flexion et le retrait (pour certaines compositions seulement).

Cette expérimentation n'a pas pu porter sur d'autres caractéristiques dont il eût été intéressant de suivre les variations en fonction de celles réalisées sur les compositions de béton, mais telle quelle, elle est déjà suffisamment étendue.

I. — RÉALISATION DU PROGRAMME

1,1. Les erreurs envisagées.

Tout d'abord, pour reproduire certaines possibilités d'erreurs sur chantier, nous voulions réaliser des erreurs systématiques sur un seul composant du béton classique choisi. A partir de la composition du béton témoin, nous confectionnerons donc des bétons avec 10, 20, 30 ou même 50 % en plus ou en moins de gravier ou de sable ou de ciment ou d'eau. Ceci est a priori assez parlant, mais difficile à exploiter : car la variation d'un composant entraîne un changement de composition du mètre cube de béton mis en œuvre et tous les paramètres se trouvent modifiés à la fois.

Par ailleurs, le béton témoin, dans sa composition habituelle, ne correspond pas à un mètre cube plein, mis en œuvre. Aussi, nous avons ramené toutes les compositions étudiées aux proportions pour un mètre cube plein. Et faisant abstraction des quantités d'eau et de ciment, nous avons pu représenter des familles de béton par leur courbe granulométrique en granulats. Au lieu de représenter des erreurs, nous avons alors, pour une courbe donnée, fait varier les dosages en ciment et pour chaque dosage en ciment la quantité d'eau. Pour rendre plus maniable notre courbe granulométrique de béton (et compte tenu que la plupart du temps nous avons gardé la même granulométrie au sable et au gravier), nous l'avons désignée par le rapport de la quantité de sable à la quantité totale de granulats. En définitive, nous avons donc usé des deux représentations suivantes pour les bétons réalisés :

— erreur systématique sur un seul composant (mais avec variation implicite des autres composants et difficultés d'interprétation);

— variations des rapports suivants $S/S + G$, $C/C + A$ et E/C, où C, S, G, E et A représentent les quantités respectives de ciment, sable, gravier, eau et granulats ($A = S + G$) mises dans un mètre cube de béton.

Cette façon de faire permet d'ailleurs de considérer tous les bétons réalisés, qu'ils soient pleins ou non, puisque nous n'avons retenu que les rapports des composants.

Les granulats utilisés comprennent le sable S (0/6,3 mm et le gravier G (6,3/25 mm) (en dimensions de passoires).

Mais pour serrer de plus près les compositions de béton que l'on veut réaliser, le sable est partagé en trois éléments distincts :

S_1 (0 à 0,63 mm) S_2 (0,63 à 2,5 mm) S_3 (2,5 à 6,3 mm) et le gravier en deux : G_1 (6,3 à 10 mm) G_2 (10 à 25 mm) (dimensions de passoires).

Dans ces conditions, notre béton de référence est le suivant :

en *volumes* : 800 l de gravier;
400 l sable;
350 kg de ciment;
170 l d'eau.

Ramenée à un mètre cube, la composition est :

1153 kg de gravier
657 kg de sable
376 kg de ciment
184 kg d'eau

soit : 2370 kg le m³ de béton

avec les caractéristiques suivantes :

$$\frac{E/C = 0{,}49}{S/A = 0{,}36}$$
$$\frac{C = 0{,}17}{C + A}$$

et les compositions auxiliaires suivantes, en pour-cents :

G_2	24,3	48,6	26,4	32
G_1	24,3		26,4	32
S_3	8,3	27,7	9	11
S_2	11,1		12	14
S_1	8,3		9	11
C	15,9	15,9	17,2	—
E	7,8	7,8	—	—

Pour le calcul du mètre cube, les masses volumiques sont prises égales à 2,60 pour les granulats;
3,10 pour le ciment.
Les densités apparentes : 1,53 pour le mélange (S_1, S_2, S_3)
1,34 pour le mélange (G_1, G_2).

La première partie de l'étude consiste à faire varier le rapport S/A, sans intervenir sur les compositions granulométriques de S et de G maintenues constantes.

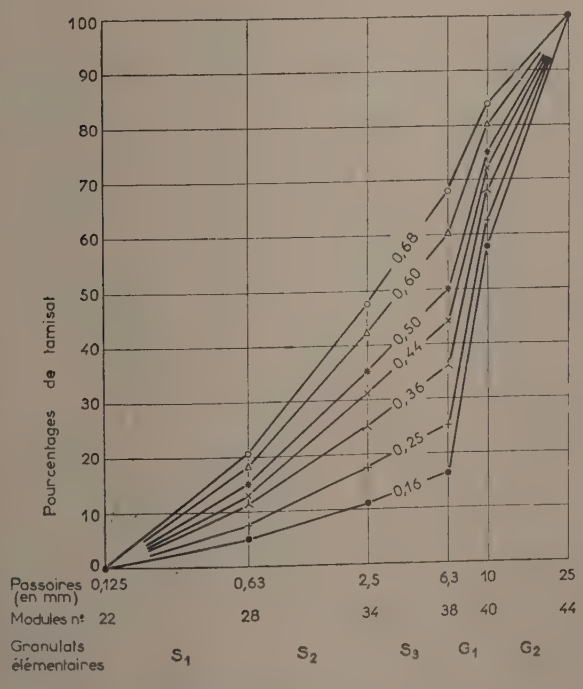


Fig. 1. — Granulométries continues pour des S/A différents.

De la sorte, on réalise des bétons de granulométries que nous avons appelées continues (fig. 1) : S/A varie de 0,16 à 0,68; la quantité de ciment de 140 à 600 kg/m³ et la quantité d'eau dans des limites très larges; le tableau général n° 1 donne la composition de tous les bétons confectionnés.

Tableau n° 1

TABLEAU RÉSUMÉ DES 278 GACHÉES RÉALISÉES

I. — Bétons témoins (51 gachées)

II. — bétons a granulométries continues (183 gachées dont 138 différentes)

S/A	C/C + A	E/C
0,16	0,22	0,31 et 0,43
	0,15	0,39 — 0,49 — 0,64
	0,083	0,99 —
	0,080	0,80 et 1,28
0,22	0,20	0,49
0,25	0,25	0,30 — 0,33 — 0,36 — 0,40 — 0,44 — 0,48
	0,17	0,34 — 0,38 — 0,40 — 0,45 — 0,50 — 0,53 — 0,60 — 0,70
	0,10	0,48 — 0,51 — 0,65 — 0,66 — 0,72 — 0,76 —
0,28	0,19	0,49 —
	0,17	0,40 —
	0,14	0,49 —
0,30	0,17	0,49 —
0,32	0,17	0,45 —
0,33	0,18	0,49 —
	0,17	0,40 —
	0,16	0,49 —
	0,15	0,50 —
0,36	0,38	0,26 — 0,33 — 0,37 —
	0,25	0,33 — 0,36 — 0,38 —
	0,24	0,36
	0,21	0,37 —
	0,19	0,43 —
	0,17	0,36 — 0,40 — 0,42 — 0,44 — 0,45 — 0,46 — [0,49 témoin] 0,50 — 0,53 — 0,56 — 0,55 — 0,60 — 0,63 — 0,68 —
	0,15	0,57 —
	0,13	0,70 —
	0,10	0,58 — 0,72 — 0,80 —
	0,095	0,59 — 0,65 —
	0,090	0,98 —
	0,065	0,95 — 1,125 — 1,27 —
0,38	0,17	0,55 —
	0,10	0,60 —
0,40	0,19	0,49 —
	0,17	0,40 —
	0,165	0,49 —
	0,10	0,65 —
0,42	0,16	0,49 —
	0,10	0,60 —
0,44	0,17	0,50 — 0,60 —
	0,10	0,65 — 0,70 —
0,45	0,20	0,49 —
0,46	0,15	0,49 —
	0,10	0,46 —

II. — GRANULOMÉTRIES CONTINUES (Suite)

S/A	C/C + A	E/C
0,48	0,17	0,50 — 0,55 — 0,60 —
	0,10	0,65 — 0,70
0,50	0,25	0,35 — 0,40 — 0,46 —
	0,17	0,45 — 0,50 — 0,55 — 0,62 —
	0,10	0,65 — 0,72 — 0,80 — 0,91 —
0,52	0,17	0,60 —
0,53	0,31	0,33 — 0,38 — 0,43 —
	0,23	0,49 —
0,54	0,25	0,45 —
0,60	0,25	0,35 — 0,37 — 0,40 — 0,43 — 0,45 —
	0,17	0,47 — 0,50 — 0,64 —
	0,10	0,67 — 0,72 — 0,79 — 0,90 — 0,99 — 1 —
0,63	0,27	0,29 — 0,33 — 0,43 —
	0,19	0,49 —
	0,17	0,45 — 0,55 — 0,65 — 0,70
	0,11	0,59 — 0,79 — 0,98 —
0,64	0,25	0,35 — 0,40 — 0,45 —
0,68	0,25	0,35 — 0,40 —

III. — BÉTONS A GRANULOMÉTRIES DISCONTINUES (23 GACHÉES DONT 22 DIFFÉRENTES)

S/A	$\frac{C}{C+A}$	E/C
		Sans S 3
0,54	0,13	0,78 —
0,28	0,26	0,33 — 0,39 —
	0,19	0,39 — 0,44 — 0,49 —
	0,10	0,78 — 0,88 — 0,98 —
		Sans S 3 ni G 1
0,50	0,17	0,50 — 0,60 —
0,36	0,17	0,45 — 0,50 — 0,55 — 0,60
	0,10	0,60 — 0,80 —
0,25	0,17	0,41 — 0,50 —
		Sans S 2 ni G 1
0,38	0,17	0,45 — 0,49 — 0,54

Toutefois, certaines compositions sont plus particulièrement étudiées : celles de S/A de valeurs 0,16 — 0,25 — 0,36 — 0,50 — 0,60. Dosages en ciment aux alentours de 200, 380 et 500 kg/m³, les E/C varient de manière à aller des bétons les plus secs aux plus mouillés, compatibles avec le gâchage dans notre malaxeur.

La seconde partie de l'étude tient compte de la possibilité de modifier les compositions internes de S et de G en jouant sur leurs granulats élémentaires.

Ce sont d'abord des compositions appelées discontinues, certains granulats élémentaires étant supprimés : le sable S_3 par exemple, le sable S_3 et le gravier G_1 pour

IV. — BÉTONS A GRANULOMÉTRIES SPÉCIALES (21 GACHÉES DONT 20 DIFFÉRENTES)

S/A	S_1 — S_2 — S_3 EN %	$\frac{C}{C+A}$	E/C
0,63	53 — 17 — 30	0,265	0,29 —
0,48	40 — 30 — 30	0,10	0,73 —
0,36	14 — 14 — 72	0,17	0,40 — 0,49 — 0,65 —
	14 — 72 — 14	0,17	0,37 — 0,49 — 0,65 —
	72 — 14 — 14	0,17	0,40 — 0,49 — 0,65 —
	30,5 — 39 — 30,5	0,17	0,35 — 0,49 — 0,65 (S_1 = sable gros Fontainebleau) 0,49 (1/2 S_1 = sable gros Fontainebleau) 0,30 — 0,49 — 0,66 (1/2 S_1 = sable fin Fontainebleau)
	36 — 36 — 28	0,17	0,49 —
	39 — 30,5 — 30,5	0,17	0,46 —

créer une discontinuité plus grande, et aussi le sable S_2 avec le gravier G_1 (fig. 2).

Enfin, certaines granulométries dites spéciales sont réalisées pour lesquelles, si le rapport S/A reste constant, les rapports entre les trois composants S_1, S_2, S_3 sont modifiés, ceci dans le but de juger l'influence de la quantité de fines (fig. n° 3). Pour un S/A égal à 0,36 et un dosage en ciment d'environ 380 kg/m³ (à deux exceptions près), on joue sur la quantité de S_1 (pour chaque valeur de S_1, trois valeurs de E/C sont choisies). De la sorte, on peut augmenter ou diminuer dans la même quantité totale de sable, le pourcentage des éléments fins d'une manière considérable. Même, pour certains bétons, on remplace une certaine quantité du sable S_1 par une quantité égale de sable de Fontainebleau encore plus fin.

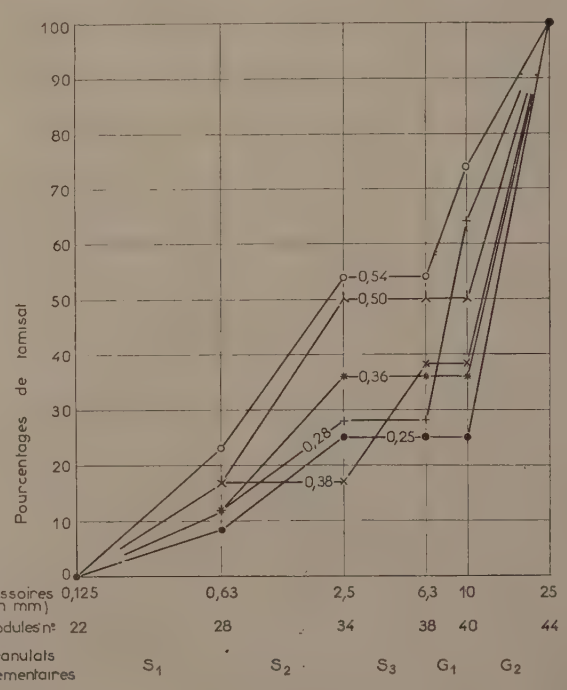


FIG. 2. — **Granulométries discontinues pour des S/A différents.**

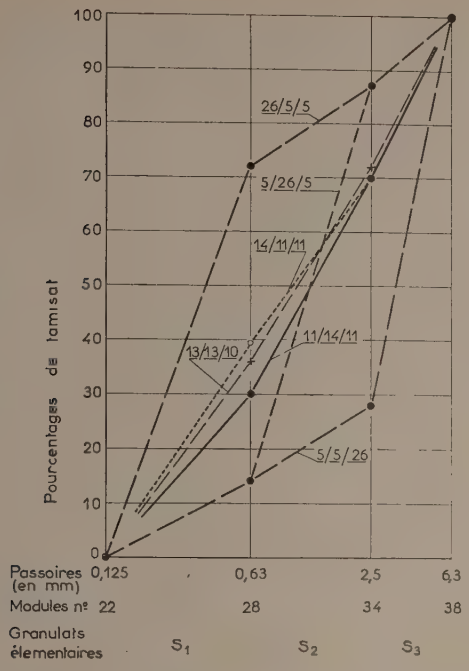


FIG. 3. — **Granulométries spéciales (S/A = 0,36). Variations de composition de S.**

1,2. Composants du béton.

1,21. Ciment.

Un seul type de ciment a été choisi : CPA classe 250 /315 mais plusieurs fournitures ont été nécessaires. Les deux premières ont été assez importantes, les trois autres par contre n'ont servi qu'à des essais complémentaires de courte durée. Les essais normalisés ont été réalisés sur ces ciments et montrent une bonne identité entre les deux premiers arrivages; par suite des événements, les trois autre fournitures ont été un peu différentes : le troisième ciment est un CPB 270 /350 qui montre seulement un gonflement anormal, (toutefois, aucune éprouvette de béton pour les mesures de retrait ou de gonflement n'a été confectionnée avec ce ciment), le quatrième ciment est un CPB 250 /315 et le cinquième ciment un CPAC 250 /315.

Les résultats des essais sur les ciments sont résumés dans le tableau ci-après nº 2.

Les ciments ont été conservés dans des fûts métalliques de 200 litres, cerclés et paraffinés, et n'ont pas subi, de ce fait, d'altération, avant leur utilisation dans la centrale à béton.

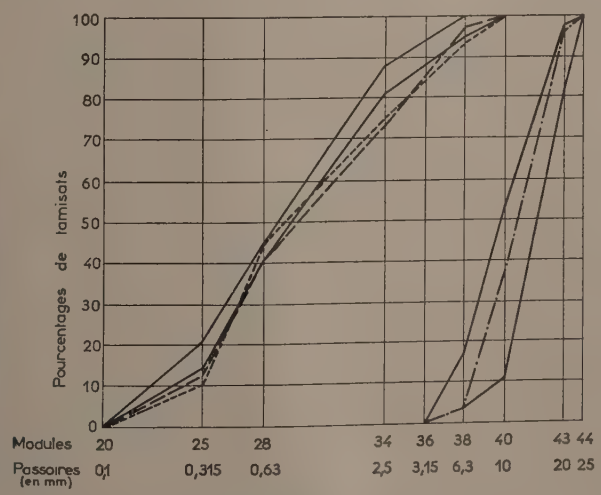


FIG. 4. — **Granulométries des sables et graviers.**

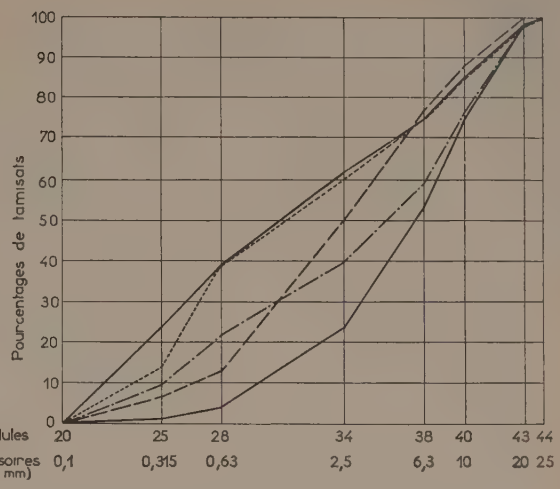


FIG. 5. — **Granulométries des graviers tout-venant.**

1,22. Sables et graviers.

Notre approvisionnement est le fait d'un seul fournisseur, qui nous assure la constance de la provenance : Haute-Seine, région de Montereau. Sables ou graviers présentent une bonne régularité de courbe granulométrique (fig. 4), mais, par suite de difficultés dans les livraisons, nous sommes amenés à accepter de temps à autre des graviers tout-venant, et on voit (fig. 5) combien

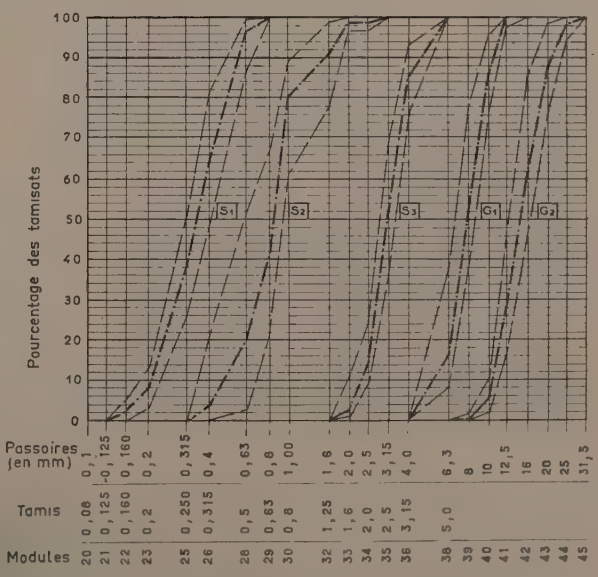


FIG. 6. — **Granulométries des granulats élémentaires.**

Tableau n° 2

CARACTÉRISTIQUES DES CIMENTS UTILISÉS

N° DU CIMENT N° DES GACHÉES DE BÉTON	1 CPA 250/315 1 à 108	2 CPA 250/315 109 à 175	3 CPB 270/350 176 à 227	4 CPB 250/315 228 à 252	5 CPAC 250/315 253 à 278
Quantité d'eau de gâchage en %	24,4	25,5	26	26,4	26
Densité apparente	1,065	1,073	1,028	0,994	1,012
Poids volumique	3,13	—	3,06	—	2,98
Temps de prise :					
début	2 h 10	2 h 40	2 h 55	2 h 25	2 h 55
fin	3 h 10	4 h 55	4 h 40	4 h 25	4 h 40
Déformation en mm :					
à chaud	1	23	38	0	0
à froid	0	0	1	0	0
Résistances mécaniques en kg/cm²					
Compression 7 j	338	343	324	362	332
— 28 j	460	464	458	484	452
Traction 7 j	27,5	29	24	27	27,5
— 28 j	31	33,5	29	35,5	36,5
Mesures de retrait et gonflement en μ/m					
Retrait (—) 3 j	250	580	— 150	720	710
— 7 j	720	830	— 680	1 270	1 240
— 28 j	1 230	1 360	— 650	1 710	1 790
— 90 j	1 420	1 680	+ 3 600	1 920	2 000
— 1 an	1 410	—	—	1 940	—
Gonflement (+) 3 j	340	360	+ 940	300	260
— 7 j	430	530	+ 1 290	500	340
— 28 j	650	880	+ 1 770	700	580
— 90 j	900	1 200	+ 2 250	1 110	1 130
— 1 an	1 140	—	—	1 780	—
Surface spécifique Blaine, en cm²/g	3 400	—	3 800	—	3 120
Fissuration, en h	34	38	140	25	19
Analyse chimique					
Sulfate de calcium	—	3,4	3,5	4,25	3,9
Aluminoferrite tétracalcique	11,8	7,7	6,9	7,75	7,9
Aluminate tricalcique	7,7	14,6	13,8	16,20	13
Silicate bicalcique	27	24	27,5	52,50	47
Silicate tricalcique	45	43,5	—	—	17
Perte au feu	1,05	1,25	2,95	2,70	2,65
dont CO_2	0,50	0,30	2	0,60	0,90
Insoluble dans HCl	0,40	0,30	1,85	1,15	5,45
Silice soluble	21,30	21,35	20,85	20,80	20,70
Oxyde de fer	3,90	2,55	2,25	2,55	2,60
Alumine	5,40	7,15	6,65	7,75	6,55
Chaux	64,90	63	61,95	60,50	57,70
dont chaux libre	2,25	3,35	3	3,85	1,75
Anhydride sulfurique	2,10	2	2,05	2,50	2,30
Magnésie	0,95	1,45	1,20	1,30	1,55
Sulfures (soufre)	—	—	traces	—	—

ils sont irréguliers. La répercussion de cet état de choses sur la composition de nos bétons eût été très fâcheuse, c'est pourquoi nous avons toujours décomposé nos granulats en cinq classes élémentaires bien définies. Les fournitures passent dans un séchoir-tunnel rotatif et tombent sur les grilles des tamis vibrants, qui les répartissent dans les cinq catégories choisies.

1,23. Granulats élémentaires.

Sables et graviers sont donc répartis en cinq classes par les ouvertures suivantes de tamis : 0,5 — 2 — 5 et 8 mm. De fréquents prélèvements à la sortie des silos permettent de suivre la régularité des produits obtenus. Elle est très satisfaisante pour les gravillons gros et fins (G_2 et G_1) pour le sable gros (S_3) mais nous avons une grande dispersion sur les sables moyen et fin (S_2 et S_1) (fig. 6). La définition pratique de ces granulats élémentaires est, d'après les moyennes des analyses granulométriques (tableau n° 3).

G_2 = 10/25 mm (en passoires de modules 40 à 44)
G_1 = 4/12/5 mm (— — 36 à 41)
S_3 = 1,25/5 mm (en mailles carrées de modules 32 à 38)
S_2 = 0,250/1,250 (— — 25 à 32)
S_1 = 0,125/0,500 (— — 22 à 28)

Elle est voisine de la définition théorique que nous avions adoptée :

G_2 — modules 40 à 44
G_1 — — 38 à 40
S_3 — — 34 à 38
S_2 — — 28 à 34
S_1 — — 22 à 28.

La concordance est excellente pour G_2, S_3 (3 % d'écart au module 32) S_1 (même écart). La définition de G_1 est moins bonne : la courbe granulométrique moyenne est plus étendue que celle théorique : au lieu des modules 38 à 40, il faudrait 37 à 41 et on a alors un léger recouvrement sur les granulats voisins. De même pour S_2 au lieu de 28 à 34 comme étendue de modules, il faudrait 26 à 34.

Les granulats élémentaires réalisés donnent donc lieu à certains recouvrements entre eux aux environs des modules 40, 37, 33 et 26. Ceci est dû aux imperfections de notre criblage. La dispersion constatée dans les courbes granulométriques des sables S_2 et S_1 peut provenir de la même cause. Mais, vu les tonnages nécessaires à la confection des bétons, le criblage avait lieu avec les toiles commerciales existantes et dans un seul appareil vibrant : d'où les irrégularités observées.

Malheureusement, les variations dans la composition S_1 peuvent être une des causes de la dispersion de nos résultats, car on a constaté une certaine influence de la quantité des fins (éléments en dessous de 0,250 mm par exemple) sur les résistances des bétons.

Tableau n° 3

MOYENNES DES ANALYSES GRANULOMÉTRIQUES DES GRANULATS ÉLÉMENTAIRES (ET VALEURS EXTRÊMES)

Modules	mm	G2			G1			S3			S2			S1		
		Moyenne	Valeurs extrêmes		Moyenne	Valeurs extrêmes		Moyenne	Valeurs extrêmes		Moyenne	Valeurs extrêmes		Moyenne	Valeurs extrêmes	
			supérieure	inférieure		supérieure	inférieure		supérieure	inférieure		supérieure	inférieure		supérieure	inférieure
Passoires																
45	31,5	100	100	100												
44	25	98,5	100	94,7												
43	20	88	98,6	76,9												
42	16	61,9	85,5	46,8												
41	12,5	27,7	47,3	16,2	99,5	100	97,6									
40	10	5,7	10,3	1,9	86,1	95,5	77									
39	8	0,3	1,7	0	52,2	77,6	38,8									
38	6,3				16,1	37,3	8	100	100	100						
36	5				0	0	0	85,1	92,8	76,6						
35	3,15							50,6	69,2	36	100	100	100			
34	2,50							14,5	24,2	9,2	98,9	100	96,8			
33	2							3,1	11	1	—	100	97			
32	1,60							—	—	—	90,8	98,8	77,8			
30	1,00										79,9	89,2	61,2			
29	0,80										41,5	67,6	20,6	100	100	100
28	0,63										19,9	51,6	2,4	96,5	99,7	86,2
Tamis																
26	0,315										4	20,8	0	64,5	81	48,2
25	0,250													37,9	51	25,6
23	0,160													8	13,6	3
22	0,125													2,8	5,2	0
21	0,100													0	0	0

1,3. Confection du béton.

La confection du béton a été réalisée dans une petite centrale construite au Centre expérimental.

Le croquis (fig. 7) montre le principe de cette installation. Les agrégats livrés (sable, gravier, ou sable tout venant) sont montés dans deux silos. Ils tombent par gravité dans un four-séchoir rotatif. Celui-ci fonctionne au mazout et une ventilation puissante assure l'évacuation des gaz et aussi un certain dépoussiérage. Les agrégats séchés parviennent alors au jeu de tamis du crible vibrant, et sont répartis dans les cinq classes de granulats choisis, dans cinq silos différents (photos n° 8, 9 et 10).

Un chariot doseur (en poids) circule en dessous des cinq silos et permet de peser les quantités exactes des cinq granulats entrant dans la composition de béton à réaliser (précision : 0,500 kg). Le ciment est pesé également dans le chariot doseur. Les quantités de béton à mélanger sont suivant les besoins de 210 ou 120 l. Pour les gâchées de 210 l, le chariot doseur pèse en trois opérations : sable moyen et gros (S_2 et S_3) sable fin et petit gravillon (S_1 et G_1), ciment et gros gravillon (C et G_3). Pour les gâchées de 120 l, il n'y a que deux opérations, sable fin, moyen et petit gravillon d'une part (S_1, S_2, G_1), ciment sable gros et gros gravillon d'autre part (C, S_3, G_2). Le chariot doseur déverse ses produits dans le skip, à 2 m en contrebas et celui-ci alimente en une seule opération le malaxeur dans l'ordre inverse de celui indiqué pour le pesage.

Le malaxeur, à axe vertical, a une capacité nominale de 250 l; il est à palettes et à cuve tournant en sens inverse.

L'eau est pesée et versée dès le début du malaxage.

La durée de malaxage est uniforme, quelle que soit la composition du béton : 5 mn. Puis le béton tombe par la trappe du fond de la cuve dans une vaste goulotte et parvient dans une cuve après chute verticale de 2 m : le béton se trouve dans la salle même de confection des éprouvettes ou de mesures sur le béton frais.

Au cours des divers déversements des agrégats, quelques éléments fins ont peut-être pu s'envoler, augmentant l'imprécision sur ce paramètre et sans doute la dispersion des résultats.

Quant à la chute du béton malaxé, nous n'avons pas observé de ségrégation; le béton est repris par une petite pelle, avant d'être mis dans les moules ou utilisé dans les mesures sur le béton frais. Nous ne croyons pas qu'il en soit résulté des erreurs de dosage appréciables pour nos bétons.

1,4. Confection et conservation des éprouvettes.

L'éprouvette type pour l'essai de compression est le *cylindre* de 15 cm de diamètre et 30 cm de hauteur. Les moules sont en carton paraffiné avec fond et couvercle (fig. n° 11). Ces moules sont placés dans des mandrins en tôle d'acier et on retire le moule avec son béton très facilement par un étrier en feuillard (fig. n° 12). Douze moules avec leurs mandrins sont fixés à la fois par un ensemble rigide de cornières et tiges filetées sur une table vibrante (fig. 13). Celle-ci, de dimensions 1,25 × 0,90 m subit 3 400 vibrations verticales, d'amplitude 0,6 mm par minute. La charge totale (table, moule, bétons, etc.) atteint 500 kg au minimum.

Le béton, pris avec une petite pelle dans la cuve, dès sa descente du malaxeur, est placé dans les moules sans tassement : lorsque ceux-ci sont à moitié plein, la vibra-

1. Passerelle.
2. Élévateur à godets (granulats).
3. Trémie de stockage.
4. Four séchoir rotatif.
5. Silos des granulats élémentaires.
6. Salle de confection des éprouvettes et de mesures.
7. Trémie de descente du béton.
8. Malaxeur.
9. Skip.
10. Bascule.
11. Crible.

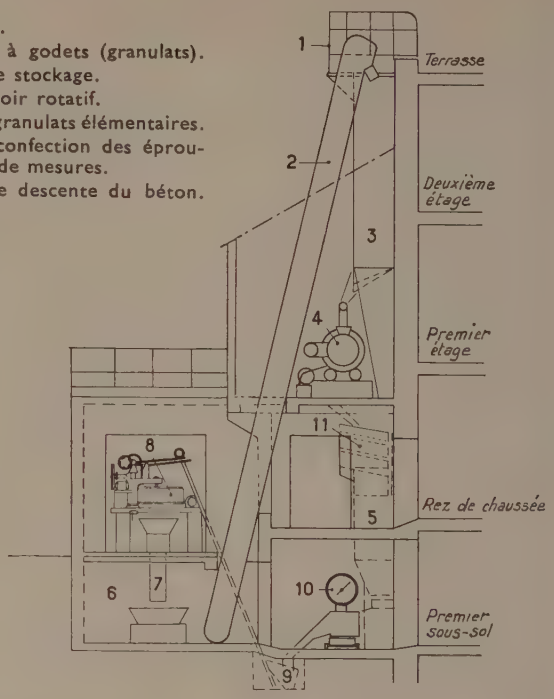


Fig. 7. — **Coupe de la centrale à béton.**



Fig. 8. — Centrale à béton vue extérieure.



Fig. 9. — Centrale à béton. Séparation des granulats élémentaires.

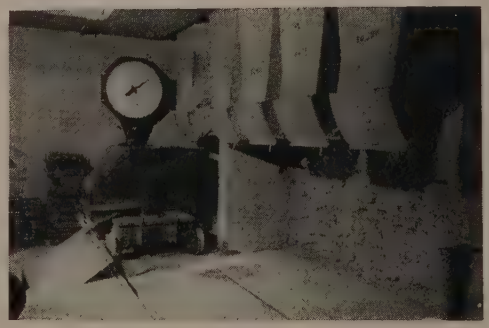


Fig. 10. — Centrale à béton. Silos des granulats élémentaires.

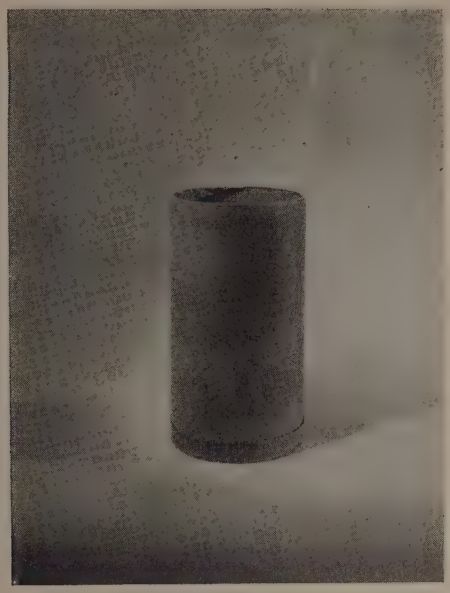


FIG. 11. — **Moule en carton cylindrique.**



FIG. 12. — **Moules en carton et mandrin en acier.**

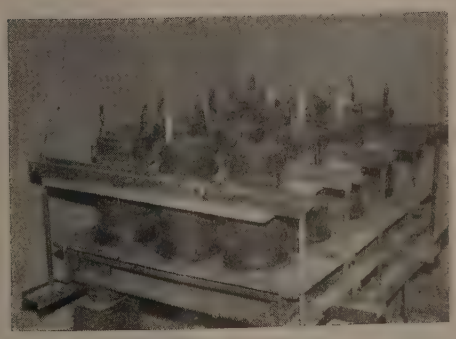


FIG. 13. — **Dispositif de vibration des cylindres.**

tion est mise en marche, et deux ouvriers continuent à les remplir, en mettant successivement une pelletée de béton dans chacun des moules. La table vibrante fonctionne deux minutes, quel que soit le type de béton.

Chaque éprouvette est arasée à la truelle, lissée, enlevée de son mandrin et transportée dans son lieu de conservation, après avoir reçu son couvercle.

Pour des raisons d'encombrement, la conservation de toutes les éprouvettes dans la salle habituelle à 15° ± 3° C, à 95 % d'humidité relative, n'a pu être toujours observée et un certain nombre de séries ont dû être laissées dans leur carton, dans une cave, où la température est restée aux environs de 15°, mais le degré hygrométrique est descendu à 65/70 % H. R.

Des éprouvettes prismatiques de 7 × 7 × 28 cm ont été réalisées, trois par trois; le moule métallique était solidaire de la table vibrante de l'appareil suédois V. B. (appareil de moulage pour le béton frais, décrit au paragraphe 1.512). Le poids de la table du moule et du béton est d'environ 90 kg. La table de 0,38 × 0,26 m subit 3 000 vibrations verticales d'amplitude 0,4 à 0,5 mm.

Les moules sont remplis d'une manière analogue aux cylindres, mais à plat et la vibration est appliquée pendant deux minutes. La face supérieure des éprouvettes est arasée et lissée. Le moule est conservé en chambre humide pendant 24 h, puis l'éprouvette est démoulée. La conservation est alors différente suivant la destination :

15° C et 95 % H. R. pour les éprouvettes de flexion

18° C et 50 % H. R. pour les éprouvettes de retrait.

1,5. Méthodes d'essai ou de mesures.

1,51. Sur le béton frais.

1,511. Analyse de béton frais.

Deux méthodes sont utilisées:

— celle du tamisage dans l'eau avec l'analyseur mis au point par M. JOISEL.

Le procédé d'essai est conforme à celui décrit dans l'article de ce dernier (1).

— celle de la « poêle à frire » ou brûlage du béton par l'alcool, exposée par plusieurs auteurs (2).

Chacune de ces méthodes a été examinée sérieusement avant d'être appliquée et leur emploi en contrôle courant et répété nous a conduit aux quelques observations suivantes :

L'ANALYSE DE BÉTON FRAIS PAR TAMISAGE DANS L'EAU permet de déterminer :

— la masse volumique du béton par pesées dans l'eau et dans l'air;

— la quantité de granulats (gravier et sable) et ciment par séparation sur des tamis conventionnels : module 38, (6,3 mm en passoire) et 23 (2mm en passoire);

— la quantité d'eau, par différence à partir des précédentes déterminations.

Cette méthode est précise mais délicate d'emploi, surtout en contrôle courant.

(1) A. JOISEL. — L'homogénéité du béton et les bétonnières. *Annales de l'I.T.B.T.P.* Mars-Avril 1949.

(2) Entre autres, R. L'HERMITE. — Au pied du mur.

Les pesées dans l'eau demandent certaines précautions, pour bien désaérer le béton ou les agrégats, et ne pas perdre de matière.

La méthode exige des pesées précises et soignées, ainsi que la détermination exacte des masses volumiques des granulats, du ciment et du facteur de correction en sable fin (teneur du sable en éléments inférieurs à 0,2 mm permettant d'obtenir la quantité exacte de ciment).

Déterminations des masses volumiques.

Pour des contrôles rapides et répétés sur un même chantier on peut être tenté de mesurer une fois pour toutes, la masse volumique des granulats et du ciment, et d'appliquer ces valeurs à l'ensemble des opérations de contrôle. Dans le cas de nos bétons, l'adoption de 2,60 au lieu de 2,65 comme masse volumique a peu d'influence sur le calcul de la quantité totale de granulat (environ 1 % en plus, soit 22 kg pour 1 900 kg environ au mètre cube) pas du tout sur le ciment, mais beaucoup sur l'eau qui tombe de 178 l à 156 l pour la même composition de base. A ce point de vue, une variation même de 0,01 sur les masses volumiques des granulats, c'est-à-dire prendre 2,62 au lieu de 2,63 par exemple, conduit à une appréciation de 4,4 l d'eau en plus ou en moins sur le total de l'eau pour 1 m³ de béton.

Comme les granulats de Seine ont des masses volumiques variables de 2,56 à 2,65 suivant les origines, on voit la nécessité de la mesurer et de ne pas prendre une valeur moyenne pour l'ensemble des mesures de contrôle d'un chantier.

La masse volumique du ciment a moins d'influence : nous avons trouvé 3,13 pour notre premier ciment, par la suite, nous avons obtenu 3 sur un autre arrivage de ciment; le fait de prendre une valeur moyenne, 3, par exemple, n'influe pas sur la quantité de granulats, augmente la quantité de ciment analysée pour 1 m³ de béton de 7 kg, et diminue d'autant l'eau.

Facteur de correction du sable.

Enfin, pour remonter exactement à la valeur de la quantité de ciment utilisée, il faut obtenir le coefficient de correction du sable en éléments inférieurs à 0,2 mm (de même pour les éléments de ciment supérieurs à cette limite, mais nous avons trouvé ce pourcentage négligeable).

Notre facteur a évolué au cours de nos essais entre 2 % et 10 %, nous ne faisons pas des déterminations pour toutes nos gâchées, et nous appliquons le coefficient obtenu pour les gâchées comprises entre deux mesures. Dans nos conditions de composition, le fait de passer de 0 à 10 % a une influence certaine : sur la quantité d'agrégats (84 kg en plus sur 1 900 kg au total) sur la quantité de ciment qui baisse de 77 kg et l'eau (7 l au mètre cube analysé).

Le facteur de correction est très important pour la quantité de ciment et doit être déterminé à 1 % près, ce qui est assez difficile, non pas pour la mesure en elle-même, mais pour un prélèvement correct et représentatif.

Tous ces facteurs plus ou moins additionnés peuvent modifier l'image du béton prélevé. Illustrons ce qui précède en combinant les erreurs possibles dans l'exemple suivant :

Nous avons confectionné un béton avec :

78 kg de granulats
15,5 kg de ciment
6,5 l d'eau

la masse volumique théorique est 2,393 pour les masses volumiques de 2,60 et 3,13 (granulats et ciment) dans l'hypothèse d'un béton plein.

L'analyse par tamisage est faite et les calculs sont menés avec les trois hypothèses suivantes :

BASES DE CALCUL	PREMIÈRE HYPOTHÈSE	DEUXIÈME HYPOTHÈSE	TROISIÈME HYPOTHÈSE
Masse volumique des granulats.	2,60	2,59	2,59
Masse volumique du ciment.	3,13	3,00	3,00
Facteur de correction du sable.	3 %	4 %	2 %
Résultats :			
Composition en poids et en %.			
Granulats.	78	78,5	77,7
Ciment.	15,5	15,5	16,2
Eau.	6,5	6	6,1

La première hypothèse reconstitue le béton confectionné.

Dans la deuxième hypothèse, il y a par mètre cube de béton, 12 kg de granulats en plus, même quantité de ciment et 12 l d'eau en moins. D'où une erreur très appréciable sur l'eau.

Dans la troisième hypothèse, il y a par mètre cube, 7 kg de granulats en moins, 17 kg de ciment en plus et 10 l d'eau en moins : ces deux dernières erreurs sont plus importantes, 5 à 7 %.

La masse volumique du béton analysé est 2,412, plus grand que 2,393, résultat de la diminution de l'eau.

Ces variations, pour ne pas être considérables, sont quand même très appréciables.

Quantité d'air emprisonné.

La méthode permet de reconstituer le dosage d'un béton supposé plein : s'il y a de l'air emprisonné, la méthode ne le décèle pas. Il faut donc accompagner le prélèvement d'une mesure de rendement, car la méthode indique que le béton préparé, ramené à 1 m³ plein, aura une certaine composition sans rendre compte de la mise en œuvre.

Dans l'exemple ci-dessous, nous avons malaxé un béton, de composition théorique connue; nous l'avons séparé en deux parties, une a été mise en place par vibration, l'autre sans tassement dans un moule. Les masses volumiques du béton sont déterminées dans les moules, les analyses par tamisage sont faites sur chaque béton et les masses volumiques de ces prélèvements sont mesurées à la balance hydrostatique (Voir tableau p. 325).

La composition « réelle » est déterminée d'après la masse volumique réelle, en admettant que les pourcentages des composants du béton sont les mêmes que ceux analysés.

En réalité, nous n'aurons pas ces écarts, mais il ne faut pas en méconnaître les conséquences : si la composition réalisée sur chantier ne donne pas 1 m³ pour les proportions gâchées, l'analyse restitue bien les proportions des composants, mais la masse volumique et les quantités absolues sont relatives à 1 m³ plein, et non au volume de béton mis en œuvre.

QUANTITÉS (en kg)	COMPOSITION RÉALISÉE	BÉTON VIBRÉ		BÉTON NON TASSÉ	
		analysé	réel	analysé	réel
Granulats	1 864	1 919	1 899	1 930	1 441
Ciment	364	352	345	359	269
Eau	164	148	146	141	106
Masse volumique	2 392	2 419	2 390	2 430	1 816

Prélèvement.

Nous avons procédé à des analyses sur des prélèvements de grandeurs variables par rapport à une gâchée de quelques litres et nous avons eu une certaine dispersion dans nos résultats, mais surtout nous n'avons pratiquement pas retrouvé le mélange initial; d'une manière générale, l'analyse conduit à une quantité d'eau inférieure à celle du béton théorique (et par suite à une masse volumique du béton analysé plus grande) : l'écart sur la masse volumique est toujours dans le même sens de 1 à 2 %. Si on admet qu'au cours des différentes opérations du prélèvement, des mesures etc... on perd une certaine quantité d'eau, on retrouve alors par l'analyse la composition théorique d'une manière très satisfaisante. Il est difficile de croire à cette hypothèse et comme le béton n'est pas homogène, on peut penser que le prélèvement n'est pas représentatif du dosage moyen : et n'est-ce pas ce qui passe en réalité quand on prélève 2 kg sur une gâchée de 200 l de béton.

En *conclusion*, pour pratiquer l'analyse du béton par tamisage dans l'eau, il est bon de déterminer à chaque opération les masses volumiques des granulats à moins de 0,5 % près, et le facteur de correction du sable en éléments inférieurs à 0,2 mm. D'autre part, il ne faut pas oublier que l'analyse reconstitue le béton supposé plein, même s'il ne l'est pas en œuvre, et que ce prélèvement n'est pas forcément représentatif du dosage du béton.

La méthode par brûlage du béton frais a l'alcool consiste essentiellement à peser une certaine quantité de béton frais, à la brûler avec de l'alcool, et à la repeser; la différence entre les pesées détermine la quantité d'eau du béton.

On peut compléter cette mesure par celle de la quantité de ciment : lavage du béton brûlé sur le tamis de module 23; correction du pourcentage de sable fin passant à travers le même tamis et enfin sur le résidu séché, on peut faire l'analyse granulométrique et reconstituer entièrement la courbe granulométrique du prélèvement.

Une petite mise au point du procédé de mesure a montré que :

— les prélèvements ne doivent pas être trop importants, de l'ordre de 1 à 2 kg seulement : 5 kg conduisent à des pourcentages d'eau plus faibles.

— le brûlage doit se faire au moins en deux fois : 0,5 l d'alcool à chaque fois par 2 kg de béton frais et bien remuer sans perdre de grains de sable ou de ciment.

Un premier brûlage n'absorbe pas toute l'eau du mélange, le deuxième brûlage prend encore 20 g d'eau sur 2 000 g de béton frais (soit 1 %); des brûlages ultérieurs absorbent d'ailleurs encore de l'eau, 5 g, 4 g et 1 g jusqu'au cinquième brûlage, mais l'opération devient très longue, pour une précision peut être illusoire. Toutefois, avec des granulats de Seine, nous n'avons pas observé de changement de granulométrie : les courbes granulométriques des deux échantillons (celui n'ayant subi qu'un brûlage et celui en ayant subi cinq sont identiques entre elles et avec celle du témoin). Nous avons dans notre étude toujours opéré avec deux brûlages.

1,512. Mesures rhéologiques.

— *L'essai d'affaissement ou slump test* (fig. 14); on confectionne par piquage un tronc de cône de 30 cm de hauteur, et on mesure son affaissement après le démoulage. La méthode utilisée est conforme à celle adoptée par la RILEM (sa description est également donnée dans la norme britannique BS 1881-1952; elle diffère par quelques détails de la méthode donnée dans la norme ASTM C. 143-58).

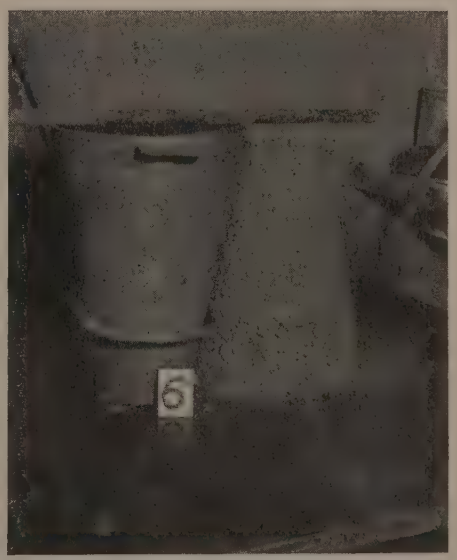


Fig. 14. — **Mesure de l'affaissement (slump).**

— *L'essai d'étalement ou flow-test* (fig. 15) : une galette tronconique de béton, de 12,5 cm d'épaisseur est mise en place par piquage et soumise aux chocs d'une table à secousse; on mesure l'augmentation du diamètre de la base après cette opération. Le résultat est exprimé par la valeur de cette augmentation, rapportée au diamètre initial en pour-cent. La méthode utilisée est conforme à



FIG. 15. — **Mesure de l'étalement (flow).**

celle adoptée par la RILEM (1), c'est à très peu de chose près la méthode ASTM C. 124-39 (réapprouvée en 1958).

— *La mesure du facteur de compacité ou essai de densité* (fig. 16). Le béton est placé dans un entonnoir muni d'une trappe; on ouvre brusquement la trappe, le béton

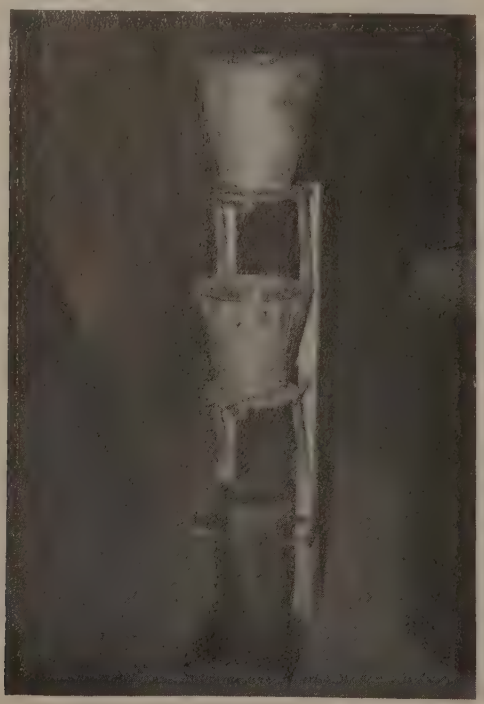


FIG. 16. — **Appareil pour la mesure du facteur de compacité.**

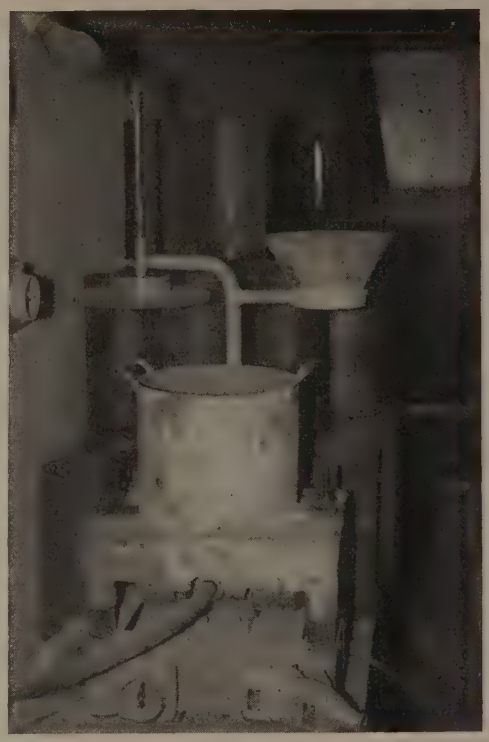


FIG. 17. — **Appareil Vébé pour l'essai de moulage.**

tombe de 20 cm dans un second entonnoir muni également d'une trappe; c'est la mise en place standard; on ouvre brusquement la seconde trappe et le béton tombe dans un cylindre 15 × 30 cm. On arase le moule et on pèse.

Dans une seconde opération, on remplit le même moule avec le même béton par une autre méthode, pour obtenir un béton témoin compact (nous avons choisi le piquage : vingt-cinq coups de barre de 16 mm de diamètre par couche, quatre couches par cylindre), on pèse l'éprouvette ainsi réalisée. Le facteur de compacité est le rapport des poids des deux éprouvettes. La méthode utilisée est conforme à celle adoptée par la RILEM (1) et par la norme anglaise BS. 1881-1952.

— *L'essai de moulage ou essai Vébé* (fig. 17). — C'est un essai d'origine suédoise, qui a été codifié également par la RILEM (1). L'appareillage comporte une petite table vibrante spéciale de 0,38 × 0,26 m, soumise à 3 000 vibrations verticales par minute, d'amplitude 0,4 à 0,5 mm. A la table est fixé rigidement un cylindre de tôle de 24 cm de diamètre; le béton est mis en place, à l'intérieur du cylindre, dans le cône de l'essai d'affaissement, et de la manière décrite dans cet essai. Après démoulage, la table vibrante est mise en marche et on note le temps nécessaire pour transformer le cône de béton en cylindre; on mesure également le volume final occupé par le béton. L'indice Vébé est le produit du temps mesuré par le rapport des volumes de béton final et initial.

---

(1) Bulletin n° 39 de la Réunion Internationale des Laboratoires d'essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions (1957).



Fig. 18. — Appareil d'enfoncement de la sphère.

— *L'essai à la sphère* (fig. 18) appelé « Kelly ball » est décrit dans la « tentative ASTM C. 360.55 T. Ball penetration in fresh portland cement concrete ».

Un cylindre d'acier de 14 kg environ (hauteur 12 cm) présente une extrémité demi-sphérique de 7 cm de rayon, par laquelle il repose sur le béton frais : on mesure par rapport à un portique de référence l'enfoncement dans le béton. Cet essai peut être appliqué sur des bétons en œuvre.

— *Le rigidimètre à carotte* (fig. 19 et 20). Une carotte cannelée (huit dents de 22 mm de profondeur) de 25 cm de hauteur et 9 cm de diamètre est placé verticalement dans un volume assez important de béton (35 à 40 l) compacté d'une manière définie (ici, piquage en deux couches avec une barre de 16 mm de diamètre par deux opérateurs, à raison de cent coups par couche). On fait tourner d'une manière uniforme la carotte dans le béton, on mesure le couple de torsion exprimant la résistance du béton à cette rotation. La théorie de cette mesure a été faite par M. L'Hermite [1]. Pour chaque angle de rotation imposé, on relève l'angle de torsion correspondant. On trace des courbes ayant l'allure de celle de la fig. 21. Au début de la rotation, l'angle de torsion varie d'une manière sensiblement linéaire par rapport à la rotation imposée; il se produit ensuite une inflexion et une chute très marquée de l'angle de torsion alors que la rotation continue. Enfin, un équilibre semble s'établir, et on a un angle de torsion constant, quelque soit la rotation. On peut noter bien des caractéristiques sur cette courbe :

— la tangente au départ, qui exprime la rigidité plus ou moins grande du béton mis en place, ou plus exactement du mortier;

— le maximum de la courbe et l'angle de rotation correspondant qui sont relatifs au couple de torsion

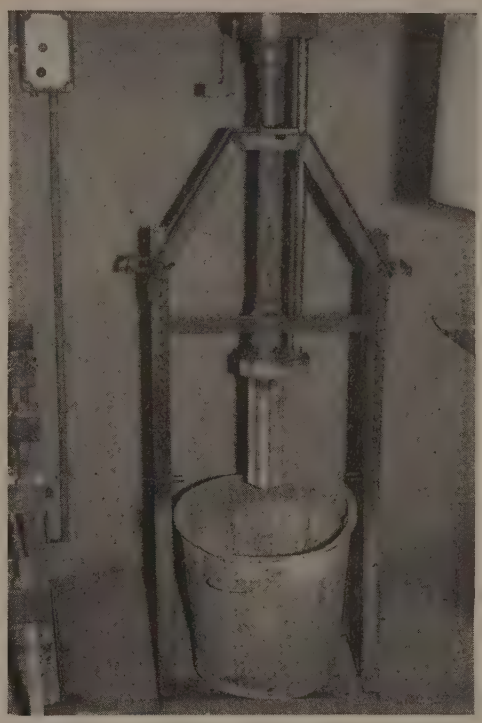


Fig. 19. — Rigidimètre à carotte pour béton.

maximum que peut supporter le béton avant que la carotte n'entraîne avec elle dans sa rotation, un certain volume de béton. Ceci tient compte plutôt du squelette du béton.

— l'angle de torsion résiduel qui rend compte de la quantité de béton entraîné par la carotte dans sa rotation et des forces de frottement résultantes.

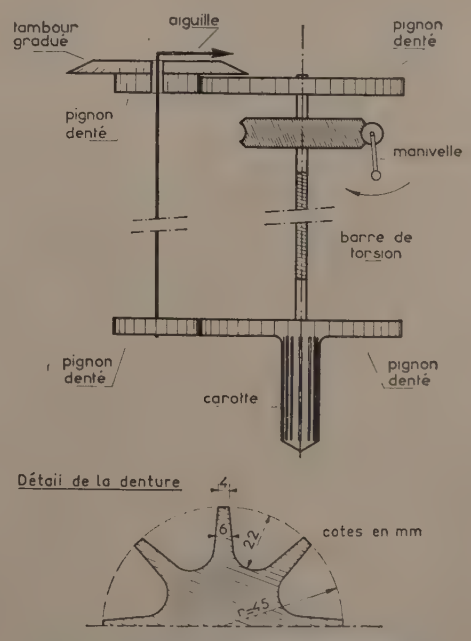


Fig. 20. — Schéma du rigidimètre à carotte.

[1] R. L'Hermite. — Idées actuelles sur la technologie du béton (p. 20)

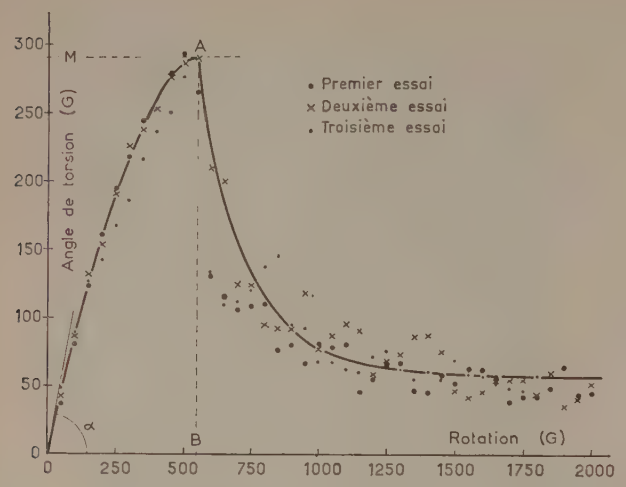


FIG. 21. — **Rigidimètre à carotte. Courbe de mesure.**

— l'aire OAB qui donne une idée du travail nécessaire à la rupture du béton par cisaillement.

Dans notre étude, nous avons retenu la valeur maximale M de l'angle de torsion, qui correspond à l'effort maximal nécessaire pour cisailler un certain volume de béton. Nous n'avons pas poussé plus loin la mise au point de l'appareillage pour examiner, par exemple, la relation pouvant exister entre le nombre et la profondeur des cannelures et la dimension des plus gros agrégats du béton (cette valeur étant constante dans notre étude), l'influence de la vitesse de rotation supposée constante imposée à l'axe de la carotte, etc.

1,52. Essais sur béton durci.

1,521. Masse volumique.

La mesure des dimensions des éprouvettes prismatiques de retrait et leur pesée a permis le calcul de la masse volumique des bétons durcis correspondants. Ces mesures n'ont pas été faites sur les cylindres.

1,522. Essai de compression sur cylindres.

L'essai de compression a eu lieu sur douze cylindres par type de béton, à 28 j d'âge. Le carton des extrémités de l'éprouvette est enlevé, le corset latéral de carton demeure en place, et les faces extrêmes sont surfacées au soufre. L'essai a lieu quelques heures plus tard dans une presse Amsler de 500 t, à la vitesse de chargement de 1 t/s (soit 5 kg/cm²/s) un gabarit assure le centrage (à 1/2 mm près) de l'éprouvette par rapport aux plateaux de la presse. Des essais à sept jours d'âge ont été aussi réalisés sur quelques bétons.

1,523. Essai de flexion et compression sur prismes.

Trois prismes, par âge (7, 28 et 90 j) sont rompus par flexion sous moment constant dans une machine de flexion à mâchoires, avec dynamomètre système l'HERMITE-LEPETIT. La contrainte de flexion est calculée par la formule

$$n = \frac{6\,M}{a^3}$$

n = contrainte de flexion en kg/cm² M moment de rupture en flexion en kg.

a = arête de la section carrée du prisme, en cm.

Les bouts du prisme rompu sont écrasés en compression, sous la section de 7 × 7 cm, dans un appareil incorporé dans une presse d'essai de compression.

1,524. Retrait.

Les mesures ont été faites par analogie avec celles prévues dans la feuille de documentation AFNOR P 15-352 sur les pâtes pures de ciment. Les éprouvettes 7 × 7 × 28 ont des plots axiaux et la conservation se fait dans une enceinte à 50 % d'humidité relative. L'origine des mesures a lieu au démoulage du béton, soit à 24 h d'âge (après conservation dans le moule dans une salle humide) (fig. 22) et les mesures se sont poursuivies deux ans au moins.

La précision des mesures est de 5 microns.

Il ne fut pas réalisé de mesures de gonflement, par suite du manque de place pour la conservation dans l'eau.

II. — RÉSULTATS

2,1. Bétons témoins.

2,11. Analyse de béton frais.

LE TAMISAGE DANS L'EAU a été exécuté sur deux ou trois prélèvements par gâchée.

Les résultats sont établis pour les masses volumiques 2,60 pour les granulats et 3,13 pour le ciment, dans l'hypothèse d'un béton plein; le coefficient de correction du sable en éléments inférieurs à 0,2 mm est mesuré pour certaines gâchées et pris constant dans l'intervalle de deux mesures.

Les valeurs expérimentales du tableau n° 4 sont examinées des deux points de vue :

— dispersion (et les conclusions sont valables quelque soient les masses volumiques adoptées);

— comparaison avec la composition théorique calculée.



FIG. 22. — **Appareil de mesure du retrait.**

Tableau n° 4

ANALYSES PAR TAMISAGE DANS L'EAU DE 23 GACHÉES TÉMOINS (54 ANALYSES)

POURCENTAGE DE	MOYENNE	ÉCART QUADRATIQUE MOYEN
Ciment.	17,3	1,1
Gravier.	41 —	1,8
Sable.	35,3	1,4
Gravier + sable.	76,3	1,0
Eau.	6,4	0,4
E/C	0,37	0,3
Masse volumique.	2,420	0,016

Tout d'abord nous remarquerons que la limite de séparation entre le gravier et le sable se fait dans l'analyse, conventionnellement, au module 38, alors que dans la réalité, la limite entre nos granulats G_1 et S_2 est le module 36; dans la suite, nous ne considérerons donc que l'ensemble (gravier + sable). Les dispersions constatées sont décevantes, car elles reflètent un béton réalisé hétérogène. Statistiquement, on a une chance sur 22 de trouver par l'analyse un dosage s'écartant de la moyenne indiquée d'une quantité supérieure à :

± 53 kg pour le ciment
± 48 kg pour les granulats
± 19 litres pour l'eau
± 32 kg pour la masse volumique

La comparaison des moyennes aux chiffres théoriques du béton témoin est faite dans le tableau ci-dessous en pourcentage dans lequel on a calculé, en faisant intervenir les dispersions précédentes, les limites de confiance de la moyenne, pour un seuil de signification 5 % (on a 95 % de chance que la moyenne théorique de cette population se trouve dans l'intervalle considéré).

	BÉTON THÉORIQUE	MOYENNE ANALYSÉE	LIMITES DE CONFIANCE DE LA MOYENNE (SEUIL 5 %)
Ciment.	15,9	17,3	16,9 à 17,7
Granulat.	76,3	76,3	75,9 à 76,7
Eau.	7,8	6,4	6,2 à 6,6
Masse volumique.	2,370	2,420	2,413 à 2,427

Le pourcentage de granulat est donc bien restitué par l'analyse, mais les écarts sont importants et systématiques pour les dosages en ciment, en eau et les masses volumiques. En effet, on n'a même pas une chance sur mille que les valeurs théoriques puissent tomber dans l'intervalle de confiance correspondant des moyennes analysées (ainsi, il s'en faut de + 12 kg au mètre cube pour le ciment et de — 24 l d'eau au mètre cube pour que la moyenne théorique, atteigne une des limites de l'intervalle de confiance).

Comment expliquer ce désaccord entre la composition théorique et la composition analysée?

Volume de la gâchée : huit gâchées ont un volume double de celui des quinze autres. Nous avons donc groupé d'une part les quinze analyses sur le volume simple et d'autre part, les trente-neuf sur le volume double; les résultats sont les suivants :

COMPOSITION ANALYSÉE	VOLUME DE LA GACHÉE	
	simple	double
Ciment.	16,7	17,6
Granulat.	76,6	76,1
Eau.	6,7	6,3
Masse volumique.	2,411	2,425

Les dispersions (écart quadratique moyen) sont légèrement plus importantes pour les gâchées simples. En testant les différences des moyennes, statistiquement, on trouve que les résultats sur les granulats ne sont pas distincts, alors que les autres (ciment, eau et masse volumique) sont distincts (il n'y aurait guère qu'une chance sur mille pour qu'ils soient confondus).

On ne comprend pas comment dans les gâchées de volume double, l'eau analysée a diminué, les autres variations lui étant d'ailleurs liées, plus de ciment et une masse volumique plus élevée, la quantité de granulat restant sensiblement constante). Cet écart systématique est-il dû à la différence de volume au cours du malaxage le temps de ce dernier restant constant, ou provient-il de l'ordre différent dans lequel les composants ont été mis dans le skip et déversés dans le malaxeur? De toutes façons, aucune analyse ne se rapproche des valeurs théoriques.

Coefficient de correction du sable. — Le coefficient de correction du sable en éléments fins inférieurs à 0,2 mm a varié de 2 à 7 % : nous n'en avons trouvé aucune répercussion sur les analyses; il n'y a pas de corrélation entre ce facteur et la quantité d'eau par exemple.

Masses volumiques. — Nous avons recherché la corrélation existant entre les valeurs analysées, et nous avons trouvé une dépendance étroite de la quantité d'eau et de la masse volumique du béton (coefficient de corrélation = 0,95); elle est moins accusée entre le ciment et la masse volumique. Par suite, nous avons donc pensé que les masses volumiques de nos composants pouvaient être erronées. Ayant choisi par exemple, 2,65 pour les granulats et 3,00 pour le ciment, nous avons une nouvelle composition théorique et nous avons calculé la moyenne analysée sur ces bases; nous avons obtenu les valeurs suivantes :

	COMPOSITION	
	théorique	analysée
Ciment.	15,9	17,3
Granulat.	76,4	75,4
Eau.	7,7	7,3
Masse volumique.	2400	2420

La comparaison de ces compositions est un peu plus satisfaisante, surtout pour l'eau, mais l'écart sur les valeurs du ciment reste du même ordre et l'explication de nos décalages n'est pas dans la détermination des masses volumiques des composants.

Densités apparentes. — Nous avons examiné aussi les répercussions de la mesure des densités apparentes des différents granulats : répercussions seulement sur le béton théorique, dont la quantité de ciment se trouverait plutôt diminuée, et celle d'eau augmentée. Des écarts importants subsistent avec les moyennes analysées.

Conclusions. — Il ne nous reste que le résultat brut de la mesure : le béton analysé a moins d'eau que prévu. Si on admet cette perte d'eau le béton confectionné devient différent de celui théorique, mais très voisin du béton analysé. Toutefois, si l'on peut admettre qu'une certaine quantité d'eau puisse disparaître au cours du gâchage, des transports et du prélèvement de l'échantillon, cette quantité ne peut atteindre la valeur constatée.

Les résultats du BRÛLAGE PAR L'ALCOOL sont d'ailleurs en contradiction avec ceux du tamisage dans l'eau.

— sur vingt-quatre gâchées, la moyenne trouvée pour la quantité d'eau est : 7,5 % avec un écart quadratique moyen de 0,6.

Quelques déterminations de la quantité de ciment et quelques analyses granulométriques complètes du produit séché sont faites :

— sur onze gâchées (vingt et une analyses) la quantité moyenne du ciment est : 16,3 % avec un écart quadratique moyen de 1,1.

Sur le même nombre d'opérations, les écarts entre les tamisats exprimés en % pour un module déterminé ne dépassent pas six points, et la concordance de la moyenne avec la valeur théorique est excellente : au maximum cinq points pour un module, deux à trois points pour les autres modules.

Si nous comparons les valeurs obtenues pour le ciment et l'eau, aux valeurs du béton théorique, les dispersions nous permettent d'affirmer qu'il n'y a pas de différence systématique entre elles; les valeurs théoriques tombent dans les limites de l'intervalle de confiance des moyennes calculées pour le seuil habituel de signification 0,05. La quantité d'eau analysée est plus faible (0,3) que la théorique, mais l'écart n'est pas significatif. Les quantités des granulats coïncident (à 0,1 près).

Comparons maintenant les résultats des DEUX MÉTHODES D'ANALYSE : tamisage dans l'eau et brûlage à l'alcool. Pour que cette comparaison soit plus significative, nous ne mettrons pas en parallèles les moyennes données précédemment, car elles n'ont pas trait aux mêmes gâchées : nous ne prendrons que les gâchées pour lesquelles les deux méthodes ont été utilisées ensemble.

La quantité d'eau a été mesurée sur quinze gâchées et celle de ciment sur dix gâchées : les résultats sont donnés dans le tableau ci-contre.

La quantité de granulat est la même dans les deux cas et très voisine de la théorique.

Du point de vue statistique, les valeurs obtenues par les deux procédés sur le ciment et l'eau sont nettement distinctes. La corrélation entre les deux méthodes est faible, c'est-à-dire qu'aux plus grandes valeurs obtenues par l'un des procédés ne correspondent pas exactement les plus hautes valeurs par l'autre procédé, comme cela aurait pu se produire. Le brûlage donne des valeurs

	MOYENNES ET ÉCARTS QUADRATIQUES MOYENS OBTENUS PAR	
	brûlage	tamisage
Ciment.	16,4 (0,8)	17,6 (0,9)
Eau.	7,7 (0,8)	6,4 (0,4)
Total.	24,1	24

acceptables pour la comparaison avec les dosages théoriques. Quelle que soit la méthode, les dispersions sont importantes : hétérogénéité du béton confectionné et difficulté du prélèvement représentatif.

Conclusion. — Nous n'avons pas trouvé d'explication satisfaisante aux décalages constatés par rapport aux valeurs théoriques, dans les quantités d'eau et de ciment trouvées par la méthode de tamisage. Nous avons procédé à quelques essais très soignés sur des échantillons analysés en entier. Malgré les précautions prises, nous avons trouvé des écarts parfois substantiels. D'une manière assez générale, nous retrouvons le phénomène observé au cours de notre expérimentation précédente, avec toutefois des écarts plus faibles.

2,12. Les mesures rhéologiques.

Quarante-six gâchées ont eu leurs propriétés rhéologiques mesurées par les six appareils énumérés au paragraphe 1 512. Les résultats obtenus sont indiqués dans le tableau ci-après p. 331.

Ces quarante-six mesures se sont déroulées sur un temps assez long et quatre fournitures de ciment ont participé à la confection de ces bétons témoins : moyennes et dispersions n'ont pas varié d'une fourniture à l'autre.

Les dispersions sont importantes, que l'on considère l'écart quadratique moyen, ou les valeurs extrêmes (la représentation graphique se traduit par de beaux nuages de points). Les deux dernières lignes du tableau donnent l'intervalle des valeurs dans lequel nous avons à peu près 997 chances sur mille d'obtenir des résultats. En pratique, nous couvrons, avec quarante-six bétons témoins, de même composition théorique, des étendues de valeurs presque égales à celle du fonctionnement des appareils pour le facteur de compacité, le moulage V. B. et le rigidimètre. Pour les trois autres mesures, elles indiquent seulement que nous n'avons pas eu de bétons mous.

Nous pensons alors que les mesures ne signifient pas grand chose. Et pourtant, si nous regardons nos résultats en détail, nous constatons quelques faits réconfortants : par exemple, nous obtenons pour une même gâchée trois valeurs extrêmes en facteur de compacité, en enfoncement de la sphère et en moulage V. B., indiquant un béton assez mou : le slump est dans les plus grands, l'angle de torsion parmi les plus faibles, seul l'étalement est moyen. Si on recherche la quantité d'eau par brûlage, c'est une des plus grandes trouvées, et par ailleurs la résistance des cylindres est parmi les plus faibles. Tout concourt à penser que le béton témoin a gardé plus d'eau que les autres.

Ce même fait s'est produit dans la première série de nos bétons témoins, pendant laquelle nous avons confectionné consécutivement seize séries, pour la mise au point des mesures et essais : une série, notée d'apparence plus

CARACTÉRISTIQUES	AFFAISSEMENT (slump) (en cm)	ÉTALEMENT (flow) (en %)	FACTEUR de compacité	ENFONCEMENT de la sphère (en cm)	MOULAGE VéBé	RIGIDIMÈTRE (en grades)
Moyenne M.....	1,6	34	0,88	1,5	10	154
Écart quadratique moyen σ.	1,1	13	0,04	0,8	3,6	40
Valeurs extrêmes :						
inférieure.....	0,3	14	0,80	0,3	3	75
supérieure.....	5	57	0,96	3,7	20	270
M — 3 σ.....	0	0	0,75	0	0	34
M + 3 σ.....	5	73	1	3,9	21	274

mouillée, a effectivement eu ses six caractéristiques rhéologiques extrêmes et la plus faible résistance en compression du lot.

En sens inverse (béton trop sec), le phénomène s'est également produit.

Ces mesures sont donc sensibles à certains écarts de composition, pourtant la corrélation entre elles et les quantités d'eau trouvées par brûlage à l'alcool n'est que moyenne, voire même faible.

Nous sommes donc obligés d'admettre que les bétons réalisés sont hétérogènes et les mesures relativement dispersées.

2,13. Masse volumique des bétons durcis.

Huit bétons témoins seulement ont eu leur masse volumique mesurée sur des éprouvettes à leur démoulage (ce sont les éprouvettes soumises au retrait). La moyenne de leur masse volumique est 2,397, avec un écart quadratique moyen de 0,013. Cette dispersion conduit à affirmer que ces résultats sont systématiquement distincts de la valeur théorique 2,370, et peut être de la valeur moyenne obtenue par l'analyse sur le béton frais (tamisage dans l'eau) : toutefois, on ne peut être affirmatif dans ce dernier cas, car les comparaisons n'ont pas lieu sur les mêmes gâchées d'origine.

2,14. Résistance à la compression sur cylindre à 28 j d'âge.

Quarante-six gâchées témoins sont confectionnées et essayées; seize séries consécutives ont été mises en œuvre avant de commencer l'étude systématique des erreurs dans le but de roder les essais et de procéder à quelques mises au point expérimentales. Trente séries sont intercalées parmi les autres bétons : elles doivent permettre de se rendre compte de l'évolution du béton témoin au cours des deux années d'essais, et d'avoir une référence pour tous les bétons. L'étude des témoins a permis de chiffrer certaines influences.

2,141. Temps de mise en place du béton.

Les seize gâchées consécutives ont permis cette comparaison. Nous avons confectionné des gâchées de 200 l de béton, qui nous ont servi à la fabrication de vingt-quatre cylindres; mais douze seulement peuvent être mis en place en même temps sur la table vibrante, les douze autres ont donc été mis en place une heure environ plus tard. On peut se demander si ce retard n'est pas préjudiciable aux résistances du béton.

Pour l'ensemble des dix gâchées d'un volume de 200 l nous obtenons des valeurs moyennes identiques pour les deux séries de douze cylindres malgré le décalage d'une heure dans leur mise en place :

moyennes 439 et 447 kg/cm²

moyenne des écarts quadratiques moyens des dix séries : 20,3 et 20,1 kg/cm².

En comprenant les moyennes des séries, gâchée par gâchée, l'écart n'est jamais supérieur à 25 kg/cm², toutefois il est neuf fois sur les dix résultats à l'avantage de la série gâchée la dernière, sans que cet écart soit statistiquement significatif.

Le classement des gâchées, par valeurs de résistances, est identique, quel que soit le moment de mise en place, par contre, les dispersions n'ont aucune liaison, c'est-à-dire que pour une même gâchée, on peut avoir la première série à faible écart quadratique moyen et la seconde avec un grand écart; on obtient aussi bien l'inverse.

Donc la mise en place retardée une heure n'a pas apporté de perturbation dans les résultats.

2,142. Emplacement des cylindres sur la table vibrante.

On sait que tous les points d'une table vibrante ne vibrent pas d'une façon identique et on s'est demandé si un des éléments de la dispersion des résultats ne vient pas de l'emplacement du cylindre sur la table vibrante. Cette place a donc été soigneusement repérée tout au long de l'étude. Mais les résultats de compression sont groupés en séries, d'après la position du cylindre sur la table pour les seules seize premières gâchées (182 éprouvettes appartenant au groupe de la première mise en place). Le tableau n° 5 permet de se rendre compte que, si les

Tableau n° 5

RÉSISTANCES SUR CYLINDRES DE BÉTON TÉMOIN à 28 JOURS D'APRÈS LEUR EMPLACEMENT SUR LA TABLE VIBRANTE

EMPLACEMENT	RÉSISTANCE MOYENNE en kg/cm²	ÉCART QUADRATIQUE MOYEN en kg/cm²
A	408	48
B	403	36
C	425	38
D	426	42
E	420	50
F	411	48
G	420	45
H	415	38
I	424	39
J	416	53
K	415	49
L	422	44
Moyenne générale sur 182 éprouvettes	418	43

moyennes s'étalent de 403 à 426 kg/cm², elles ne sont pas statistiquement différentes, et qu'il en est de même pour les écarts quadratiques.

Le groupement des éprouvettes mises en place les deuxièmes (une heure après les autres) conduit rigoureusement aux mêmes conclusions. Nous n'avons pas poursuivi l'étude pour les autres séries.

2,143. Surfaçages des éprouvettes.

A priori, nous avions fixé un certain nombre de paramètres pour la confection et la conservation des éprouvettes (entre autres, surfaçages des faces de compression), mais certaines nécessités de l'heure nous ont obligé, au cours de l'étude à des modifications.

Nous avons dû abandonner pendant quelques temps le surfaçage au soufre : une étude très rapide mit en compétition le surfaçage au soufre, celui au mélange des ciments (ciment ordinaire et ciment alumineux) l'essai sur éprouvette ayant conservé son moule en carton, le même essai après avoir enlevé les faces extrêmes en carton, l'utilisation de plaques métalliques épaisses, placées dans le fond et sur le dessus du moule, en même temps que l'on coulait le béton. Dans tous les cas, le surfaçage au soufre a conduit aux dispersions moindres (son écart quadratique moyen relatif est généralement moitié de la valeur obtenue pour les autres modes) et aux résistances les plus élevées (toutefois quelques pour-cent en plus par rapport au surfaçage au ciment et différence non significative). Malgré cela, nous avons dû appliquer pour quelques séries le surfaçage à la pâte pure de ciment. Comme nous avons été amenés à changer également la conservation, nous avons indiqué dans le tableau n° 6 les moyennes des éprouvettes témoins ayant subi la même histoire, le classement étant fait d'après les dates de fabrication. Nous voyons que les valeurs des résistances sont du même ordre, à conservation égale, ainsi que les dispersions d'ailleurs, sauf pour l'ensemble des 300 premières éprouvettes.

Tableau n° 6

RÉSISTANCES SUR CYLINDRES DE BÉTON TÉMOIN A 28 JOURS RÉALISÉS AVEC LE CIMENT N° 1

Mode de conservation	Type d'enduit	Nombre d'éprouvettes	Résistance moyenne en kg/cm²	Écart quadratique moyen en kg/cm²
Salle humide.	soufre	300	431	38
Salle humide.	ciment	58	376	45
Cave.	ciment	62	300	27
Cave.	soufre	19	299	22
Salle humide.	soufre	36	358	40

Celles-ci appellent la remarque suivante : réalisées d'une manière consécutive en seize gâchées, elles voient leur moyenne générale augmenter d'une manière constante au cours de la confection, depuis la première gâchée (374 kg/cm²) jusqu'à la dernière (464 kg/cm²) : en fait, il y a eu à peu près stabilisation vers la douzième gâchée La répétition aurait donc amené une amélioration des performances.

Aucune des autres séries n'a bénéficié de ce phénomène, chacune d'elles étant isolée au milieu de gâchées très différentes.

Aussi, comme les deux premières gâchées témoins avaient donné une moyenne de 368 kg/cm², on peut admettre que surfaçages au ciment et au soufre sont sensiblement équivalents en moyennes, et que seule la conservation a influencé les résultats.

2,144. Conservation.

Les difficultés du stockage d'un assez grand nombre d'éprouvettes dans la salle humide nous ont amené à utiliser pendant un certain temps, une cave à 65-70 % H. R. Le tableau n° 6 montre que cette cave donne des valeurs systématiquement plus faibles que la salle humide à 95 % (23 % en moyenne).

2,145. Fourniture du ciment.

Le ciment a changé, mais tous les autres paramètres ont pu être maintenus constants. Les bétons témoins ont des résistances moyennes variables avec les ciments, ainsi qu'il résulte du tableau n° 7. Pour le ciment n° 1, nous avons tenu compte d'une moyenne obtenue en éliminant la conservation en cave évidemment, mais également les 300 premières éprouvettes.

Tableau n° 7

RÉSISTANCES SUR CYLINDRES DE BÉTON TÉMOIN A 28 JOURS CLASSÉS PAR CIMENT

Ciment n°	Nombre d'éprouvettes	Résistance moyenne en kg/cm²	Écart quadratique moyen en kg/cm²
1	94	369	42
2	115	361	42
3	32	375	53
4	10	336	19
5	46	278	37

D'après ce tableau, les trois premiers ciments on conduit à des bétons de même résistance moyenne; du quatrième, on ne peut rien dire, car il n'y a eu qu'une seule gâchée; le cinquième (CPAC) donne des résistances moyennes nettement inférieures. Heureusement les deux derniers ciments n'ont servi qu'à des essais complémentaires bien délimités et il pourra être facilement tenu compte des baisses de résistance constatées.

2,146. Période de gâchage.

Les différences constatées entre les moyennes des séries témoins ont amené à se demander si elles n'étaient pas liées à l'époque de l'année où le gâchage avait eu lieu. Ainsi sept séries confectionnées l'hiver, de novembre à février, ont une moyenne de 330 kg/cm², alors que trois séries au mois de mai donnent 415 kg/cm² (statistiquement, une série forte à 450 kg/cm² et deux séries moyennes à 400 kg/cm²). Par ailleurs, ce phénomène ne se retrouve pas au cours de l'année suivante, ni dans les résultats de compression sur les bouts de prismes rompus en flexion, ni dans les résultats de flexion. Aussi nous n'y avons pas attaché d'importance et nous avons considéré cette relation comme fortuite.

2,147. Dispersion des résultats.

Dans le tableau n° 8, nous donnons les moyennes des résistances des gâchées témoins, avec l'écart quadratique

Tableau n° 8

RÉSISTANCES SUR CYLINDRES DE BÉTON TÉMOIN A 28 JOURS (MOYENNES DES SÉRIES)

Numéro de la gachée	Nombre d'éprouvettes	R_M en kg/cm²	σ en kg/cm²	σ_M en %	Observations
I. — Ciment n° 1 — enduit soufre — conservation humide					
1	12	374	20	5,5	
2	12	362	9	2,6	
3	11	444	20	4,4	
4	12	392	17	4,4	
5	11	398	29	7,3	
6	24	466	18	3,9	
7	21	398	22	5,7	
8	11	384	18	4,6	
9	23	451	16	3,6	
10	23	453	23	5,1	
11	23	431	26	6	
12	24	475	24	5,1	
13	24	421	21	4,9	
14	22	427	16	3,9	
15	24	442	27	6,1	
16	23	464	21	4,5	
Moyenne	300	431	38	8,8	
		424	35	8,3	Série des seize moyennes.
			20	4,7	Moyenne des seize écarts quadratiques.
II. — Ciment n° 1 — enduit ciment — conservation humide					
37	21	352	36	10,2	
40	20	408	32	7,8	
45	17	361	49	13,6	
Moyenne	58	376	45	12	
		374	39	10,4	Moyenne des trois moyennes et des trois écarts.
III. Ciment n° 1 — enduit ciment — conservation cave					
59	14	319	11	3,5	
63	24	276	13	4,6	
72	11	307	15	4,9	
86	12	326	29	9	
Moyenne	62	300	27	9	
		307	17	5,5	Moyenne des quatre moyennes et des quatre écarts.
IV. — Ciment n° 1 — enduit soufre — couservation cave					
89	9	311	22	7	
99	10	288	15	5,2	
Moyenne	19	299	22	7,3	
		300	18	6	Moyenne des deux moyennes et des deux écarts.
V. — Ciment n° 1 — enduit soufre — conservation humide					
107	12	364	27	7,5	
111	12	392	20	5	
113	12	318	22	6,9	
Moyenne	36	358	40	11,1	
		358	23	6,4	Moyenne des trois moyennes et des trois écarts.

Tableau n° 8 (suite)

Numéro de la gachée	Nombre d'éprouvettes	R_M en kg/cm²	σ en kg/cm²	$\frac{\sigma}{M}$ en %	Observations
VI. — Ciment n° 2 — enduit soufre — conservation humide					
110	12	357	14	4	
112	9	322	19	5,9	
125	11	325	20	6,1	
134	9	338	19	5,5	
140	12	361	21	5,9	
146	15	323	8	2,6	
153	11	329	13	4,1	
161	12	445	16	3,6	
165	12	402	9	2,2	
169	12	390	15	3,8	
Moyenne	115	361	42	11,6	
		360	39	11	Série des dix moyennes.
		359	15	4,2	Moyenne des dix moyennes et des dix écarts.
VII. — Ciment n° 3 — enduit soufre — conservation humide					
177	12	416	24	5,9	
190	12	320	9	2,8	
217	10	318	14	4,4	
Moyenne	32	375	53	14,2	
		351	16	4,3	Moyenne des trois moyennes et des trois écarts.
VIII. — Ciment n° 4 — enduit soufre — conservation humide					
238	10	336	19	5,6	
IX. — Ciment n° 5 — enduit soufre — conservation humide					
253	11	237	12	5	
260	11	280	17	6,2	
268	12	295	23	7,7	
277	12	299	47	15,6	
Moyenne	46	278	37	13,2	
		278	25	9	Moyenne des quatre moyennes et des quatre écarts.

moyen et le coefficient de variation (rapport de l'écart quadratique à la moyenne, compté en pour-cent). Ces derniers sont relativement faibles, très souvent inférieurs à 5 %, toutefois quelques exceptions atteignent 10 % et une fois 16 %.

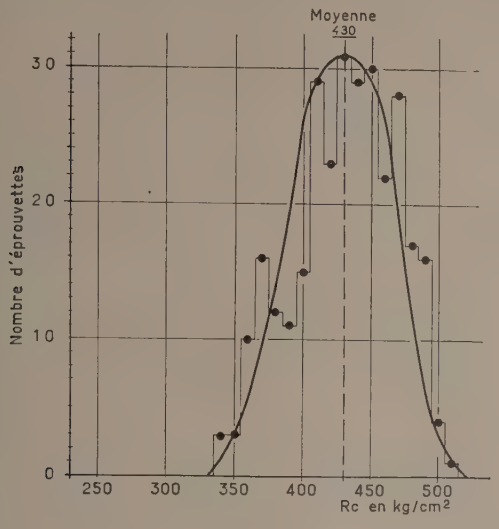
Si l'on considère nos 300 premières éprouvettes consécutives, la moyenne des écarts quadratiques moyens des seize séries est : 20,6 kg/cm², c'est-à-dire inférieure à 5 % de la moyenne des résistances : les séries sont donc assez peu dispersées, si on les considère une par une. Si on les prend en bloc, on obtient un écart quadratique de 38 kg/cm², c'est-à-dire 9 % de la moyenne. Les séries forment un ensemble très dispersé. Nous avons considéré les représentations statistiques (courbes en cloche, en S, droite de Henry, fig. 23) de nos 300 premières éprouvettes, elles sont à peu près satisfaisantes. Si on compare entre elles les moyennes de ces seize séries on trouve des différences systématiques entre certaines, mais l'ensemble des moyennes forme une famille statistique ayant un écart quadratique moyen de 35 kg/cm² soit 8 % de la moyenne.

La caractéristique de nos bétons témoins est donc de former, par gâchée, une série généralement peu dispersée, mais de fournir des gâchées assez distinctes les unes des autres.

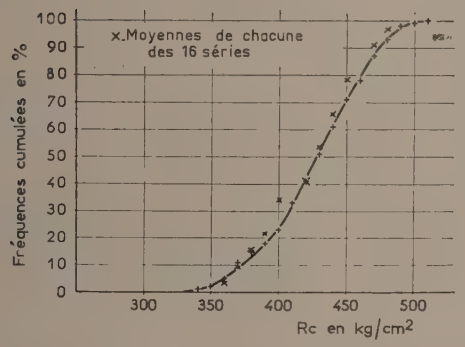
2,15. Résistance à la compression sur cylindres à 7 j d'âge.

Deux séries seulement ont été réalisées avec le premier ciment et cinq avec le deuxième ciment. Les moyennes des résistances à la compression sont respectivement 273 et 263 kg/cm², à 7 j d'âge; elles sont donc les mêmes;

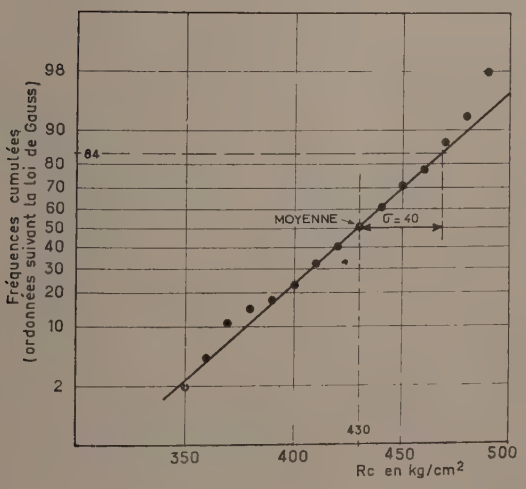
les écarts quadratiques moyens sont également semblables, respectivement 17,6 et 18 kg/cm².



a)



b)



c)

Fig. 23. — Résistance à la compression sur cylindres des seize premières gâchées de béton témoin (300 éprouvettes).

a) Histogramme et courbe en cloche
b) Courbe en S.
c) Droite de Henry.

Si l'on compare aux résistances à 28 j obtenues sur les mêmes séries, on voit que les dispersions sont du même ordre, et que le rapport moyen des résistances à 7 et à 28 j est 0,77; c'est également le rapport des moyennes générales, (pour chacun des ciments) et le rapport particulier des moyennes de trois séries. Pour les autres, le rapport oscille entre 0,69 et 0,84.

2,16. Résistance à la compression sur bouts de prismes.

Les essais de compression ont eu lieu sur les bouts des prismes rompus par flexion, à raison de six essais par âge à 7, 28 et 90 j. Le tableau n° 9 donne les moyennes des vingt-cinq séries ainsi traitées : quatorze avec le premier ciment, dix avec le deuxième et un avec le troisième.

Ni à 7, ni à 28, ni à 90 j, la moindre différence ne se manifeste entre les ciments n° 1 et n° 2; on ne peut pas comparer au troisième ciment avec lequel une seule série d'éprouvettes a été confectionnée. Les dispersions de ces essais comptées en coefficient de variation sont de l'ordre de 10 %.

Le rapport des résistances à 7 j et à 28 j est en moyenne 0,82 (plus élevé que pour les cylindres) et celui entre les résistances à 28 j et à 90 j est 0,91 (d'où entre 7 et 90 j, un coefficient de 0,745).

2,17. Résistance à la flexion sur prismes.

Trois prismes sont rompus par flexion à chaque âge (7, 28 et 90 j); les moyennes des vingt-cinq séries (les mêmes qu'en 2,16) sont rassemblées dans le tableau n° 9.

On ne constate aucune influence du ciment.

Les essais sont dispersés (coefficient de variation de l'ordre de 10 %).

La comparaison des résultats à 7 et à 28 j fait ressortir un coefficient moyen de 0,83 et entre 28 et 90 j de 0,95 (soit entre 7 et 90 j de 0,79). Mais la dispersion des résultats et le petit nombre de valeurs pour chaque série font que l'on observe parfois des régressions entre 28 et 90 j.

2,18. Retrait.

Très peu de bétons témoins ont été mesurés : huit dont six pour des bétons confectionnés avec le premier ciment. Les valeurs prises en compte sont la moyenne des mesures sur trois éprouvettes : dans chaque série, les mesures sont peu dispersées. On ne trouve aucune influence du ciment. Les moyennes des résultats sont :

à 7 j.....	55 μ/m
à 28 j.....	230 μ/m
90 j.....	290 μ/m
1 an.....	290 μ/m
2 ans.....	290 μ/m

les écarts quadratiques moyens des moyennes sont à chaque âge, du même ordre (de 24 à 31 μ /m). Ces mesures ne sont guère plus dispersées que celles de compression.

2,19. Corrélations.

De très nombreuses corrélations peuvent être étudiées, puisque nous avons mesuré quantité de paramètres; nous avons déjà examiné la liaison entre les résultats de l'analyse par tamisage du béton frais et ceux du brûlage.

En ce qui concerne les caractéristiques des bétons durcis, nous avons pu établir que, dans l'essai des prismes, nous avons une corrélation forte, entre la résistance

Tableau n° 9

RÉSISTANCES SUR PRISMES DE BÉTON TÉMOIN A 28 JOURS — (MOYENNES DES SÉRIES)

Numéro gachée	Résistances en kg/cm²						
	à 7 jours		à 28 jours		à 90 jours		
	Flexion	Compression	Flexion	Compression	Flexion	Compression	
20		395	78	462	89	550	Premier ciment.
30	59	350	77	382	68	488	
35	64	332	72	388	72	473	
37	56	340	77	437	77	521	
40	64	367	84	483	75	498	
45	66	379	71	459	86	413	
59	71	406	72	510	72	490	
63	54	318	66	396	62	436	
86	47	276	63	393	73	420	
89	58	319	58	405	73	483	
99	45	276	59	341	71	383	
107	56	294	69	340	67	401	
111	59	316	70	428	76	437	
113	62	349	74	422	77	483	
14 séries	58	337	71	418	74	463	Moyenne des moyennes des séries.
	7 (8,5)	41 (12)	7 (10)	49 (12)	7 (10)	48 (10)	Écart quadratique de la série des moyennes.
110	62	308	63	383	73	391	Deuxième ciment.
112	52	308	70	405	68	483	
125	63	382	75	441	84	420	
134	56	333	75	416	74	454	
140	64	347	71	451	76	517	
146	62	325	72	434	78	440	
153	58	308	61	359	69	401	
161	67	432	73	460	76	550	
165	60	365	76	431	84	491	
169	69	416	73	432	69	478	
10 séries	61	352	71	422	75	462	Moyenne des moyennes des séries.
	5	45	5	31	6	51	Écart quadratique de la série des moyennes.
	(8)	(13)	(7)	(7,5)	(8)	(11)	Coefficient de variation.
177	69	388	82	453	80	456	Troisième ciment.

Entre parenthèses, coefficient de variation.

à la flexion et celle à la compression sur les bouts de prismes (même très forte $r = 0,97$ dans le cas des éprouvettes confectionnées avec le deuxième ciment, à vingt-huit j d'âge).

Le rapport résistances à la compression sur résistances à la flexion a pour valeur moyenne (en comparant les moyennes générales)

0,58 à 7 j d'âge.
0,60 à 28 —
0,62 à 90 —

Par contre, la corrélation est à peine moyenne, entre les résistances à la compression sur cylindres et celles sur bouts de prismes : pratiquement, il n'y a pas de correspondance.

Le rapport des résistances à la compression des cylindres à celles des bouts de prismes s'établit, en comparant les moyennes générales, à 0,87 (0,88 pour les bétons confectionnés avec le premier ciment, 0,85 pour ceux avec le deuxième ciment).

Enfin, ayant constaté que le brûlage du béton à l'alcool donne des quantités d'eau assez variables et que les résultats de l'essai de compression sur cylindres à 28 j sont également distincts, on a étudié leur corrélation, elle est faible et on ne peut conclure à aucune correspondance.

2,2. Autres bétons.

2,21. Représentation des erreurs.

La première idée est de réaliser des erreurs systématiques, telles qu'elles peuvent arriver sur un chantier, en les exagérant d'ailleurs; c'est-à-dire qu'à la composition témoin adoptée, on ajoute ou enlève une quantité déterminée de l'un des composants (gravier, sable, ciment, eau). On a donc confectionné des bétons avec $\pm$ 10 %, $\pm$ 20 % et même jusqu'à $\pm$ 50 % de gravier ou de sable ou de ciment ou d'eau (la variation ne portant que sur un seul composant à la fois) et le gravier et le sable ayant les compositions arrêtées initialement : G en $0,5\ G_1 + 0,5\ G_2$ et S en $0,3\ S_1 + 0,4\ S_2 + 0,3\ S_3$).

En mesurant certaines caractéristiques des bétons, il est facile d'obtenir leurs courbes de variation en fonction de l'erreur sur un composant. Nous avons adopté cette représentation pour les résistances à la compression sur cylindres, mais ceci n'est pas aussi simple qu'il le paraît au premier abord; le fait de modifier la quantité de l'un des constituants du béton conduit à une composition de béton, différente du témoin pour tous les constituants. La comparaison primitivement envisagée se trouve faussée et les interprétations très délicates, enlever du gravier par exemple change le squelette du béton, mais également le dosage en ciment et en eau, et les résultats des mesures ne dépendent pas du seul paramètre gravier, mais également des autres variations sur le sable, le ciment et l'eau.

C'est pourquoi nous avons choisi de classer les bétons réalisés par familles d'après les trois paramètres suivants :

S/A (rapport de la quantité de sable à la quantité totale de granulats, en poids).

C/A (rapport de la quantité de ciment à la quantité totale de granulats, en poids).

E/C (rapport de la quantité d'eau à la quantité de ciment).

En gardant deux paramètres constants et en faisant varier le troisième, on examine les répercussions sur la caractéristique mesurée; ce procédé nécessite de très nombreux graphiques, aussi nous avons simplifié, en adoptant quelques valeurs particulières de S/A et de C/A. Notamment pour ce dernier, nous nous sommes limités volontairement à des pourcentages de 10, 17 et 25 % (correspondant à des dosages respectifs de 200, 380 et 550 kg de ciment au mètre cube). Pour S/A, les valeurs retenues ont été principalement 0,16, 0,25, 0,36, 0,50 et 0,60. Cette gamme est très étendue puisqu'elle permet pour un total déterminé et constant de granulats, de faire varier la quantité de sable de 250 à 1 100 kg. Quant à E/C nous lui avons donné de nombreuses valeurs, dont les extrêmes sont conditionnées par la puissance de malaxage de notre engin.

2,22. Analyse de béton frais.

Par la *méthode du tamisage dans l'eau*, 78 bétons sont analysés et les calculs faits sur la base de 2,60 comme masse volumique des agrégats et 3,13 pour celle du ciment. Le béton est supposé plein et le coefficient de correction du sable est adapté de temps à autre. Les valeurs trouvées ne peuvent être examinées que du point de vue de leur concordance avec les compositions théoriques calculées pour un béton plein. Sur l'ensemble les résultats, les moyennes sont les suivantes :

POURCENTAGE	BÉTON THÉORIQUE	BÉTON ANALYSÉ
Ciment	16,4	17,2
Eau	8	7,1
Granulat	75,6	75,7
Masse volumique	2360	2399

Les constatations sont absolument les mêmes que pour les bétons témoins : désaccord entre les valeurs du ciment, de l'eau et de la masse volumique.

L'étude statistique des différences entre les valeurs mesurées et celles théoriques confirme que ces différences sont systématiques, sauf pour les granulats.

	DIFFÉRENCE MOYENNE	ÉCART QUADRATIQUE MOYEN DES DIFFÉRENCES
Ciment	0,8	1,4
Eau	0,9	0,6
Granulat	0,1	1,8
Masse volumique	39	17

Seule la quantité de granulat reste la même dans les deux hypothèses. Les différences moyennes constatées sont plus faibles que celles obtenues sur les bétons témoins, mais par contre la dispersion des résultats est importante.

Nous avons recherché les causes de cette discordance entre valeurs mesurées et théoriques. Comme pour les bétons témoins, on constate que si l'on admet la perte d'eau mesurée, on retrouve les valeurs théoriques des autres constituants mais on ne peut expliquer les raisons de la valeur élevée de cette perte d'eau. Le facteur de correction du sable n'a pas d'influence (les écarts restent du même ordre, que la valeur de ce facteur soit faible ou forte), par contre, on observe une certaine influence du dosage en ciment. Si l'on pratique un groupement des résultats en fonction de la quantité de ciment, en trois classes (dosage élevé : 500 kg et plus — moyen 380 kg environ — faible 200 kg et moins) la différence entre les valeurs mesurées et celles théoriques (en moyenne générale 0,8 pour le ciment est faible pour les dosages élevés (inférieure à 0,3), un peu plus grande pour les dosages moyens (0,7) et très élevée pour les dosages faibles (1,4). Dans ce dernier cas, le tamisage donne une valeur plus élevée que celle théorique de 40 kg de ciment par mètre cube de béton. Les dispersions dans les trois séries sont du même ordre. Les décalages importants pour les bétons sous-dosés nous semblent s'expliquer par le fait que ces bétons ne sont pas pleins (ce que l'on a constaté par ailleurs).

Nous n'avons trouvé aucune influence de la granulométrie, ni de la quantité de sable, ni de la quantité d'eau sur les différences observées.

Par la méthode du brûlage à l'alcool, six gâchées seulement ont été traitées pour déterminer à la fois les quantités d'eau et de ciment. La comparaison avec les valeurs théoriques est très bonne, car on trouve :

	QUANTITÉ D'EAU EN %		QUANTITÉ DE CIMENT EN %	
	Mesurée	Théorique	Mesurée	Théorique
Moyennes	8,2	8,1	16,4	16,1

Par contre, 31 bétons ont eu leur quantité d'eau mesurée par cette méthode et les résultats sont les suivants en moyenne :

eau par brûlage : 7,1 %
eau théorique : 7,3 %

La différence est faible, mais elle est toujours dans le même sens et statistiquement, elle serait systématique, au seuil de signification de 1 %.

Vu le petit nombre de résultats, nous n'avons pas cherché des groupements pour examiner l'influence possible du dosage en ciment, du pourcentage de sable, sur ces valeurs.

Si nous voulons *comparer les deux méthodes d'analyses*, nous ne pouvons le faire que sur la quantité d'eau, nous avons trop peu de résultats concernant la quantité de ciment. Pour les 27 bétons traités à la fois par les deux méthodes, les moyennes sont :

eau par brûlage : 7,4 %
eau par tamisage : 6,7 %
eau théorique : : 7,6 %

La quantité d'eau par tamisage est sytématiquement différente des deux autres, et la valeur de l'écart est sensiblement la même que celle trouvée pour les témoins. Nous retrouvons donc le même effet, mais nous n'en avons pas mis en évidence la cause.

2,23. Les mesures rhéologiques.

Les mesures rhéologiques définies au paragraphe 1,512, ont été réalisées sur 157 gâchées différentes, dont 137 à granulométrie dite continue.

2,231. Erreurs systématiques sur bétons à granulométrie continue.

Nous avons établi des graphiques de la variation d'une propriété rhéologique en fonction d'une *erreur brute sur un seul constituant :* ciment ou gravier ou sable ou eau (graphiques 24 à 29). Pour bien préciser, la gâchée témoin est préparée en poids et on lui ajoute ou retranche une certaine quantité d'un seul constituant. C'est ainsi qu'il faut comprendre le pourcentage d'erreur porté sur les graphiques. Il y a assez peu de résultats, car nous n'avons exécuté que quelques séries de cette manière.

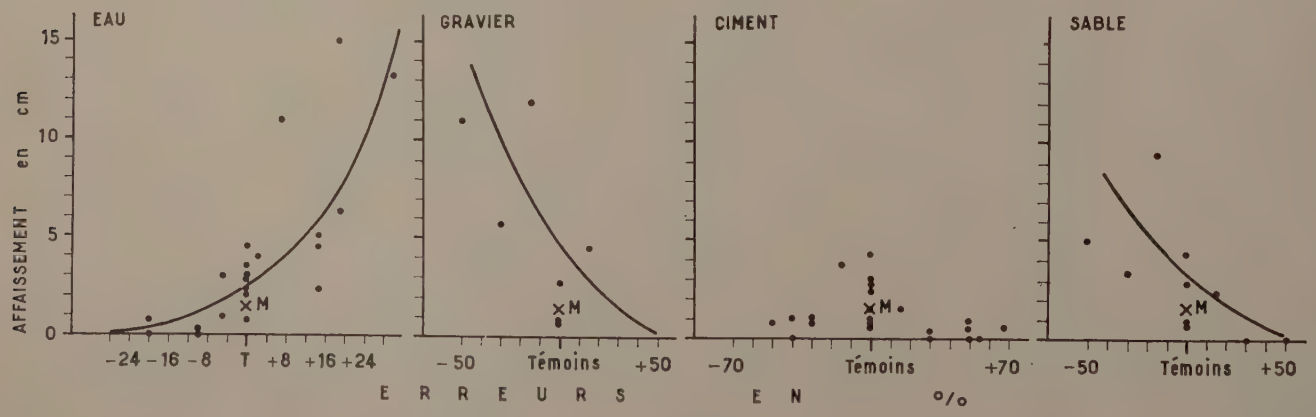


FIG. 24. — **Essai d'affaissement. Influence des erreurs systématiques sur l'eau, le ciment, le gravier et le sable.**

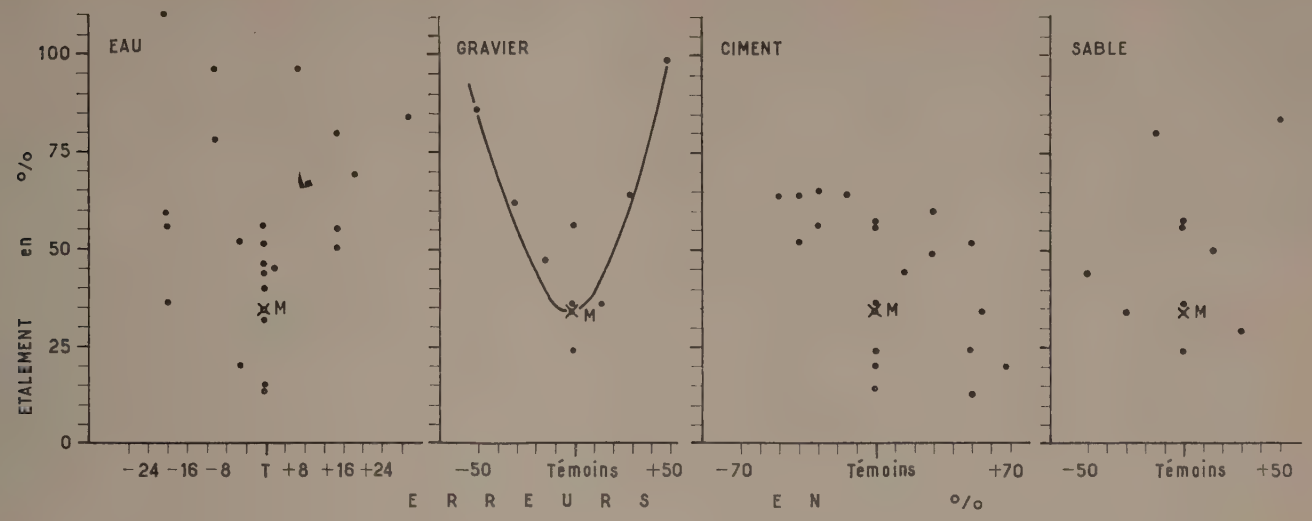


FIG. 25. — Essai d'étalement. Influence des erreurs systématiques sur l'eau, le ciment, le gravier et le sable.

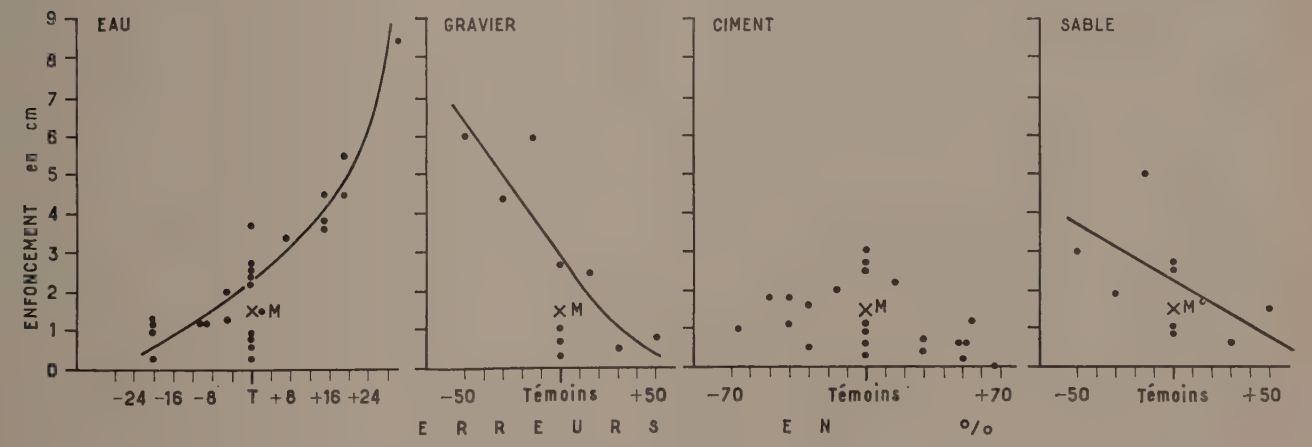


FIG. 26. — Essai à la sphère. Influence des erreurs systématiques sur l'eau, le ciment, le gravier et le sable.

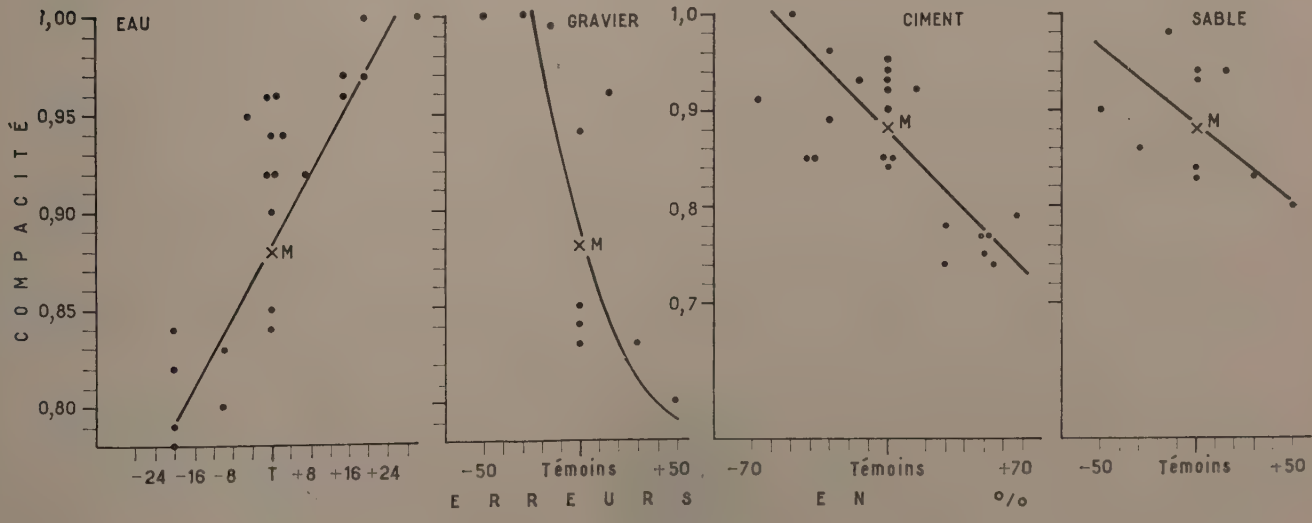


FIG. 27. — Essai de densité. Influence des erreurs systématiques sur l'eau, le ciment, le gravier et le sable.

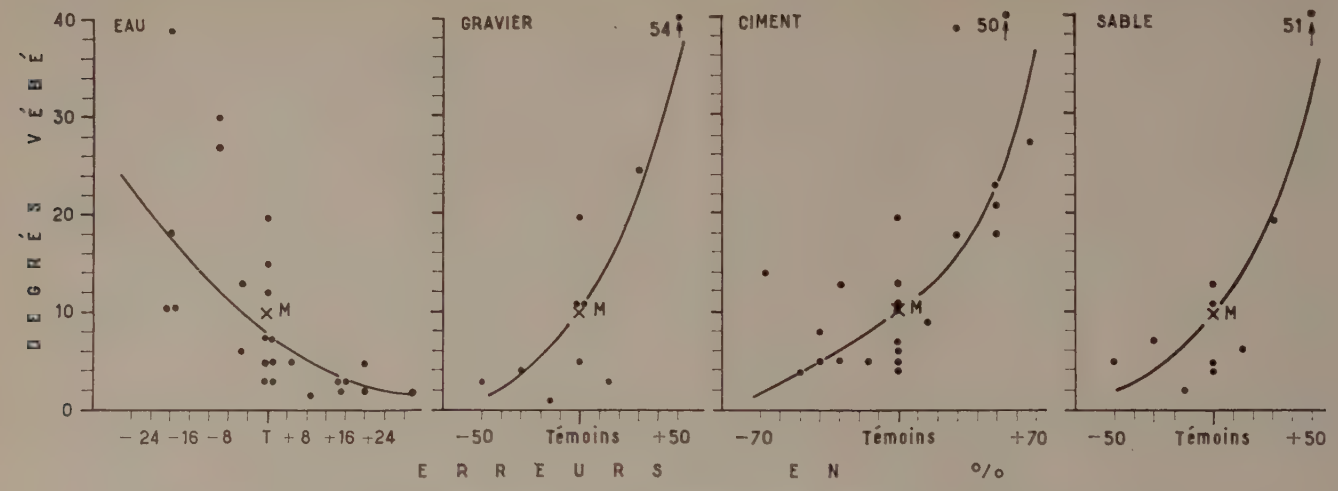


FIG. 28. — **Essai de moulage. Influence des erreurs systématiques sur l'eau, le ciment, le gravier et le sable.**

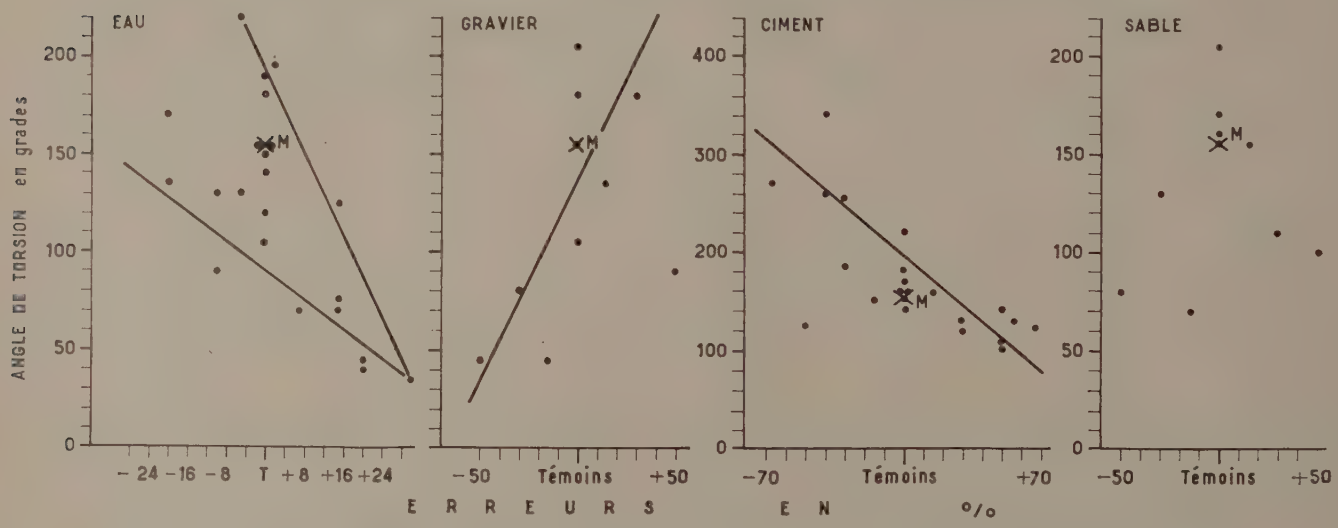


FIG. 29. — **Essai au rigidimètre. Influence des erreurs systématiques sur l'eau, le ciment, le gravier et le sable.**

Les valeurs sont assez dispersées et les courbes tracées illustrent une tendance parfois vague, beaucoup plus qu'une liaison.

L'influence des erreurs sur l'eau est toutefois assez bien mise en valeur par les essais d'affaissement, d'enfoncement d'une sphère, de densité, de moulage et du rigidimètre.

Les erreurs de ciment n'ont eu de répercussions pratiques que pour les essais de densité, de moulage et du rigidimètre.

Les erreurs de gravier modifient bien les valeurs dans les différents essais alors que les erreurs de sable ont moins d'influence.

2,232. Bétons à granulométrie continue.

Nous ne pensons pas utile de s'appesantir sur les résultats précédents, car les erreurs systématiques sur un constituant ont entraîné une modification complète de tous les composants du béton dans un mètre cube et, finalement, on observe l'effet total de toutes les variations sur tous les composants.

Aussi, pour faciliter la comparaison de nos 137 résultats, nous avons adopté trois valeurs principales de $\frac{C}{C+A'}$, cinq valeurs principales pour S/A et un assez grand nombre de valeurs pour E/C. Cela nous a conduit à une très grande quantité de graphiques, chacun donnant les variations d'une propriété rhéologique en fonction d'un des trois paramètres, les deux autres étant constants. Pour une meilleure exploitation des résultats, nous avons opéré quelques groupements et à titre d'exemple nous présentons sur un seul graphique relatif à un dosage en ciment (380 kg/m³), les résultats des mesures en fonction de la variation de E/C, pour les différents rapports S/A. Ces graphiques 30 à 35 montrent l'influence de la quantité d'eau, à dosage de ciment constant, pour différents rapports sable/granulat, allant en gros de 250 kg de sable à 1100 kg pour un total de 1800 kg de granulats. Les résultats sont dispersés, mais un excès d'eau ou un manque d'eau sont très perceptibles par toutes les méthodes, sauf peut-être celle d'étalement, assez peu sensible.

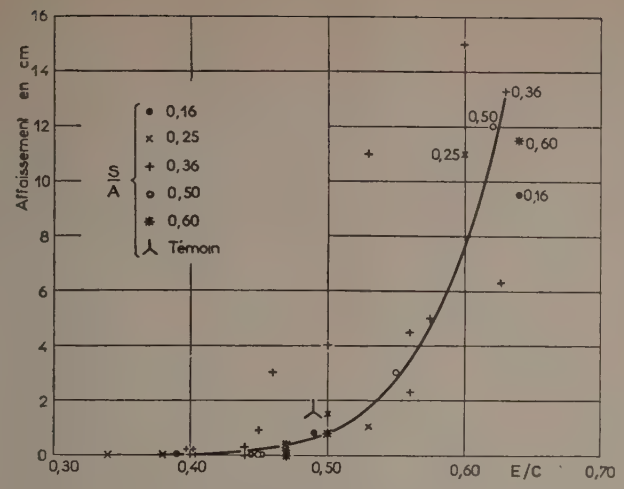


FIG. 30. — **Essai d'affaissement. Bétons à 17 % de ciment. Variation de E/C.**

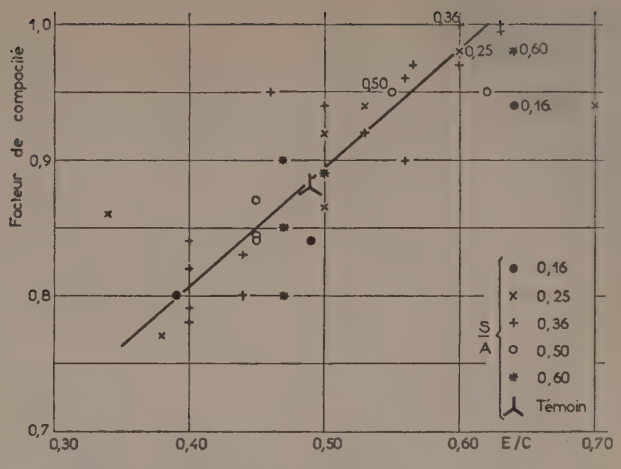


FIG. 33. — **Facteur de compacité ou essai de densité. Bétons à 17 % de ciment. Variation de E/C.**

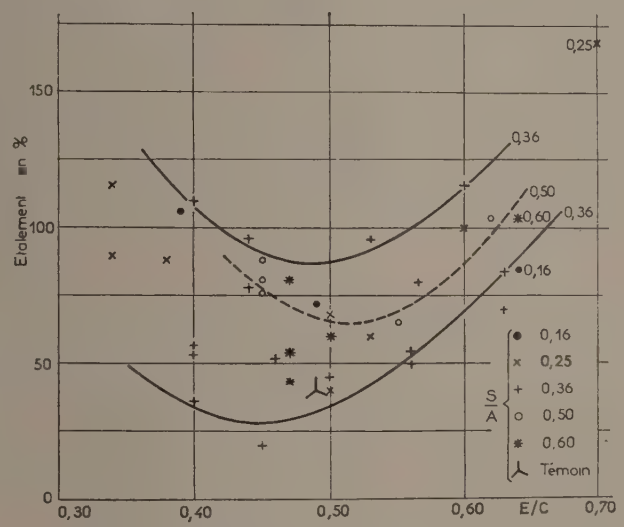


FIG. 31. — **Essai d'étalement. Bétons à 17 % de ciment. Variation de E/C.**

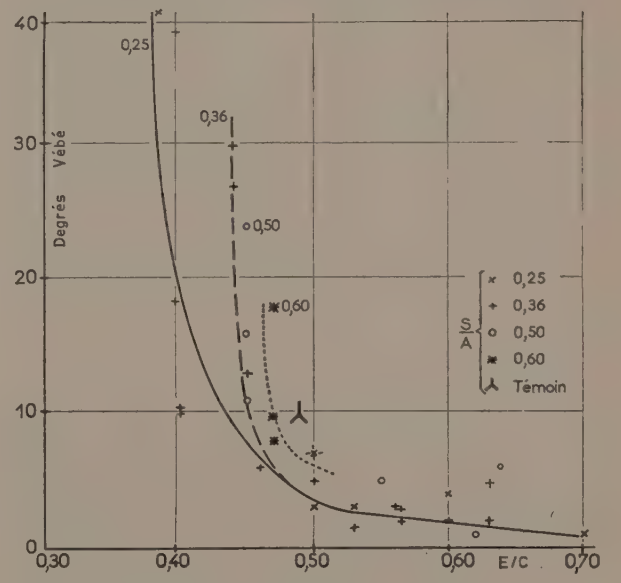


FIG. 34. — **Essai de moulage. Bétons à 17 % de ciment. Variation de E/C.**

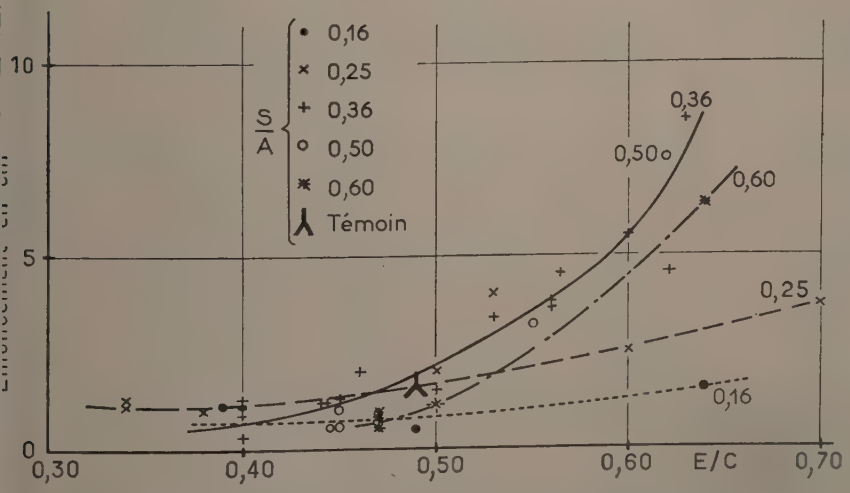


FIG. 32. — **Essai d'enfoncement à la sphère. Bétons à 17 % de ciment. Variation de E/C.**

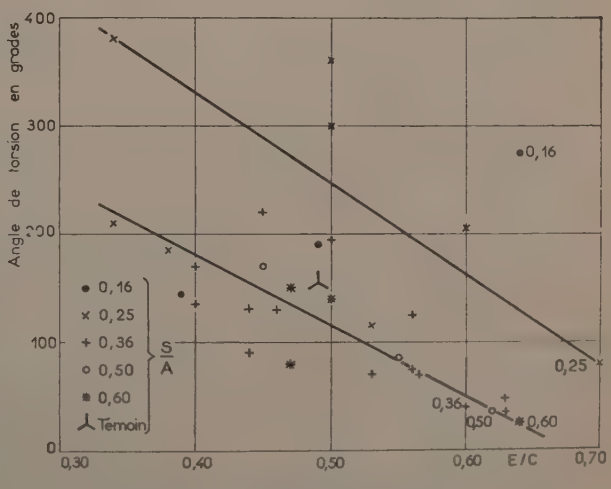


FIG. 35. — **Essai au rigidimètre. Bétons à 17 % de ciment. Variation de E/C.**

Les courbes ont sensiblement les mêmes allures pour les dosages en ciment de 200 kg et 550 kg au mètre cube, aussi nous ne les avons pas reproduites ici.

Nous avons essayé une autre représentation : en abscisses les E/C; en ordonnées les S/A et on trace les courbes de mêmes valeurs rhéologiques. Ce procédé qui donne des graphiques suggestifs quand on considère les courbes de même résistance à la compression par exemple, ne permet pas ici de dégager des conclusions plus strictes pour les mesures de rhéologie. Les images qu'il fournit aident toutefois à formuler des constatations pour chaque méthode de mesure.

En plus des graphiques, nous avons réuni des photographies (voir ci-après) montrant l'aspect du béton à la sortie de la bétonnière, le cône de l'essai d'affaissement après démoulage, la galette de l'essai d'étalement après démoulage, l'enfoncement de la sphère, et l'aspect du béton dans le récipient ayant servi à l'essai de moulage (après la vibration). Nous n'avons pas consacré de photographies à l'essai de densité, ni au rigidimètre, car ces vues n'apportent rien de nouveau (l'aspect dans la cuve du rigidimètre est le même que dans le récipient de moulage). Nous avons groupé ces photos pour les bétons de S/A = 0,36, C/C + A = 0,17 (la composition témoin), mais avec six valeurs de E/C, soit 0,40, 0,44, 0,49, 0,525, 0,56, 0,63, (c'est-à-dire pour les bétons à 800 kg de gravier de Seine, 400 kg de sable, 350 kg de ciment et des quantités d'eau allant de 152 à 239 l d'eau en passant par 167, 184, 200 et 213 l). On voit très nettement les modifications dues à l'augmentation de l'eau, dans l'aspect du béton et dans son comportement au cours des mesures.

Si nous regardons séparément chaque méthode de mesure, nous pouvons faire les constatations suivantes :

L'essai d'affaissement est sensible à l'excès d'eau : les valeurs sont grandes dès que la quantité d'eau est importante, quels que soient les dosages en ciment et en sable. Une légère augmentation du E/C amène des effondrements pour le cône de béton. Donc cet essai met en garde contre la réalisation de bétons trop mouillés, par rapport à un témoin dont l'affaissement sera inférieur à 3 cm par exemple. Par contre, du côté des bétons très secs, on obtient aussi bien un affaissement nul que total, mais jamais une valeur intermédiaire : c'est le cas de bétons très chargés en graviers, pauvres en ciment : l'essai n'a plus de signification dans cette zone.

L'essai d'étalement est dispersé et paraît assez peu sensible, parce que les courbes de variations présentent un minimum dans la région des bétons témoins : une variation d'eau en plus ou en moins augmente l'étalement, et la dispersion masque assez facilement ce minimum. Dans les bétons chargés en graviers, la galette de béton s'étale sous l'action des secousses d'une manière assez irrégulière, certains éléments ayant tendance à s'écarter du tas. Alors il y a part à l'appréciation de l'opérateur pour la mesure du diamètre, et l'essai nous semble peu probant dans ce cas.

La mesure de l'enfoncement de la sphère est pratique, puisqu'elle peut avoir lieu sur le béton mis en œuvre, mais elle nous paraît d'un emploi limité : elle ne donne aucun renseignement sur les bétons pauvres en ciment (10 %). Pour les autres dosages, elle est sensible à la quantité d'eau, mais à la condition de ne pas avoir de bétons chargés en graviers; dans ces cas, l'enfoncement reste toujours faible quelle que soit la quantité d'eau, et cela se comprend, car l'ossature des graviers gêne l'enfoncement de la sphère.

L'essai de densité ou le facteur de compacité conduit à des valeurs dispersées, mais l'eau a une influence très nette sur les résultats. Un facteur voisin de l'unité indique des bétons mouillés, alors que des bétons secs ne dépasseront pas 0,80 ou 0,85 au maximum : entre ces deux extrêmes, il n'est guère facile de départager les bétons. La différence indiquée ci-dessus est valable pour des bétons dosés à 380 kg de ciment; elle devient plus grande pour les bétons moins dosés et diminue au contraire pour les bétons plus dosés. Nous n'avons pas observé par contre d'influence du rapport sable sur granulats (S/A). Cet essai permet de se garder contre les erreurs sur la quantité d'eau, dans le sens de l'excès comme dans le sens contraire.

L'essai de moulage donne des valeurs très faibles pour les bétons ordinaires et mouillés et des valeurs très élevées pour les bétons secs. Le phénomène est très net, moins marqué toutefois pour les bétons pauvres en ciment. Cet essai ne permet pas de différencier des bétons plastiques les bétons fluides ou très mouillés, mais il met en garde contre les bétons secs ou creux : la mise en place du béton, par vibration, indique l'emploi de l'essai pour les bétons moyennement vibrés.

Les mesures au rigidimètre sont dispersées, comme celles de tous les autres essais rhéologiques, et leur exploitation semble plus difficile au premier abord. Nous avons cependant constaté que tous les bétons dont l'angle de cisaillement dépassait 200 gr se mettaient difficilement en place dans nos moules (ce seuil est valable pour notre mise en place, mais varie probablement avec le procédé de mise en œuvre) : ce sont des bétons chargés en gravier, et les résultats sont pratiquement indépendants de la quantité d'eau. Pour les autres bétons (angle de torsion inférieur à 200 gr) la mesure est sensible à la quantité d'eau et dès que l'on tombe en dessous de 80 gr, on peut être assuré que le béton est trop mouillé. Dans la zone intermédiaire (entre 200 et 80 gr) nous n'avons rien dégagé comme influence du ciment, du sable. L'appareil met donc en garde contre des bétons trop mouillés ou trop chargés en gravier.

2,233. Bétons à granulométries discontinues.

Seuls, neuf bétons dans lesquels aucune quantité de sable S_3 n'a été incorporée, ont eu leurs propriétés rhéologiques mesurées. Leur comparaison n'amène aucun élément nouveau, mais il est intéressant de les mettre en parallèle avec les bétons de même composition granulométrique : c'est-à-dire avec des bétons présentant même C/C + A, même E/C et même S/A : la même quantité de sable est obtenue dans le premier cas par le mélange des sables S_1 et S_2, et dans le deuxième cas par le mélange S_1, S_2 et S_3. Nous obtenons des valeurs du même ordre, compte tenu de la dispersion des essais; en particulier le béton semblable au témoin et sans S_3 a les mêmes valeurs rhéologiques que celles de la moyenne des bétons témoins.

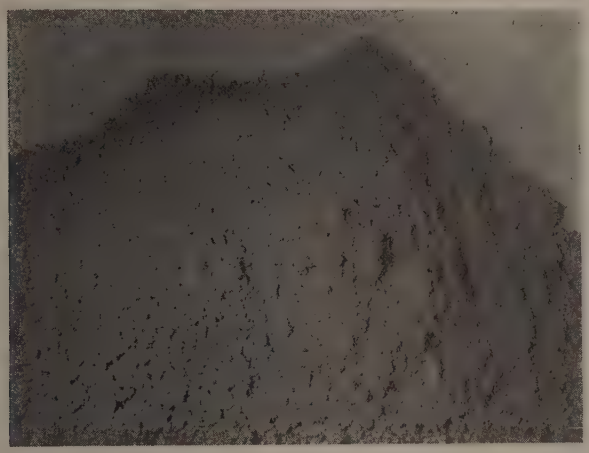
2,234. Bétons à granulométries spéciales.

Onze gâchées sont mesurées dans lesquelles les rapports des trois sables S_1, S_2 et S_3 sont très différents. Les résultats sont reportés sur la figure 36, dans laquelle nous avons porté en abscisses les différents rapports des sables S_1, S_2, S_3, en partant du mélange ayant le plus d'éléments fins et en ordonnées les valeurs rhéologiques. Trois courbes correspondant à trois valeurs de E/C sont tracées (les mesures au rigidimètre n'ont pu être faites, l'appareil n'étant pas disponible à cette époque).

ASPECT DU BÉTON AU DÉCHARGEMENT DE LA BÉTONNIÈRE

E/C =					
0,40	0,44	0,49	0,525	0,56	0,63
1	2	3	4	5	6

1



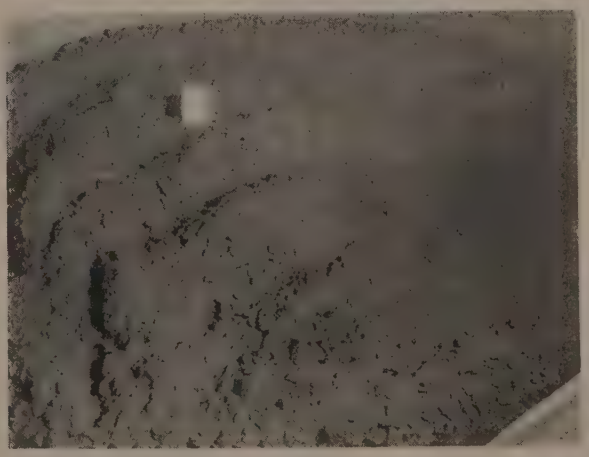
4



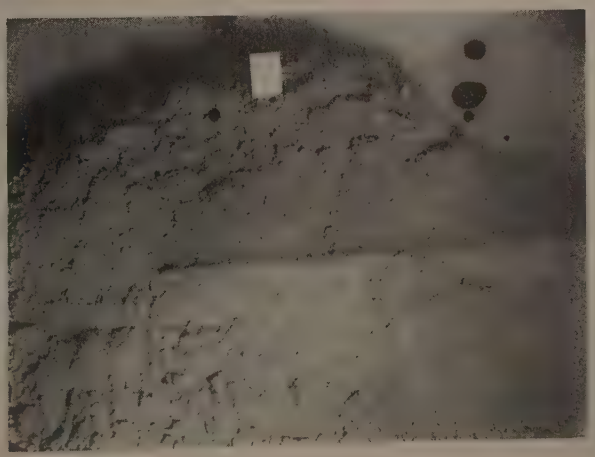
2



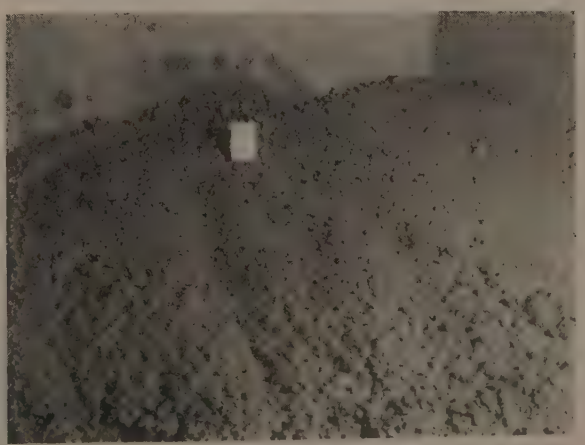
5



3

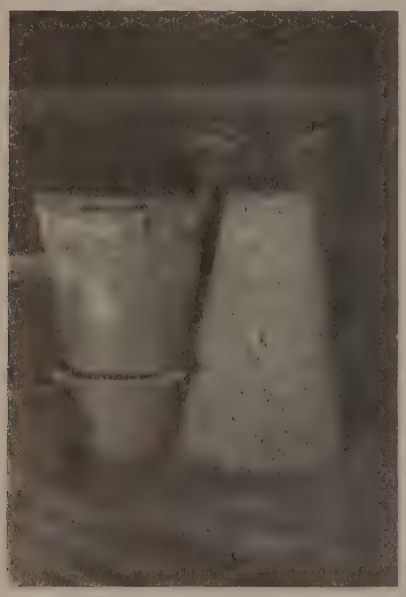


6

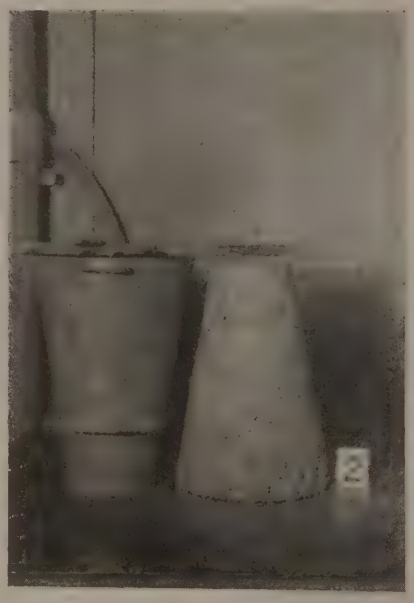


ESSAI D'AFFAISSEMENT

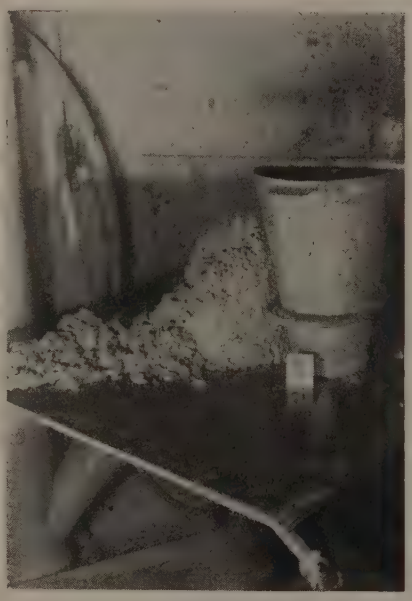
E/C =					
0,40	0,44	0,49	0,525	0,56	0,63
7	8	9	10	11	12



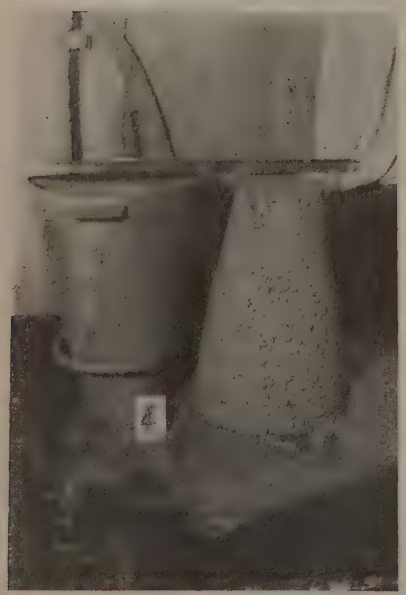
7



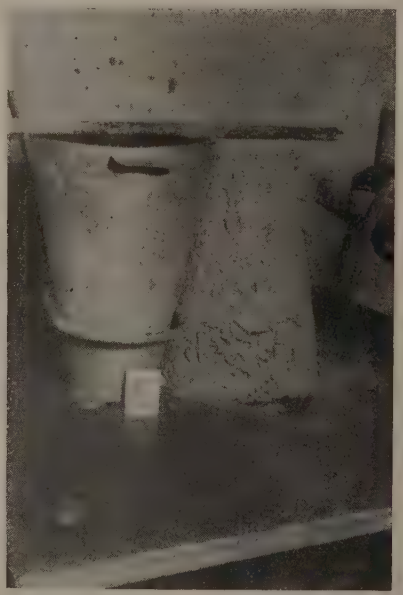
9



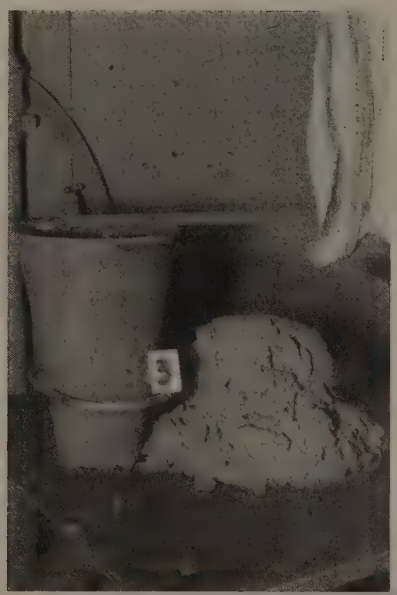
11



8



10

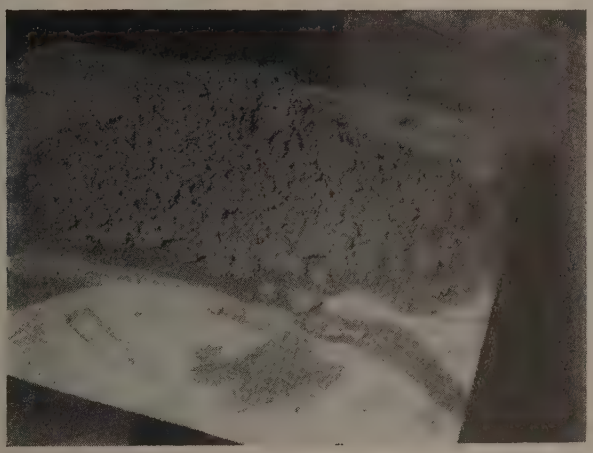


12

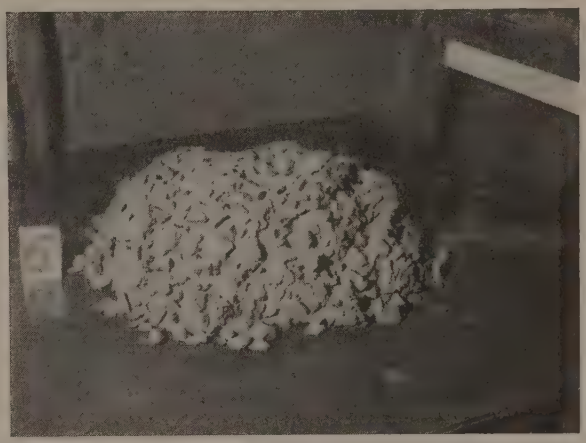
ESSAI D'ÉTALEMENT

E/C =					
0,40	0,44	0,49	0,525	0,56	0,63
13	14	15	16	17	18

13



16



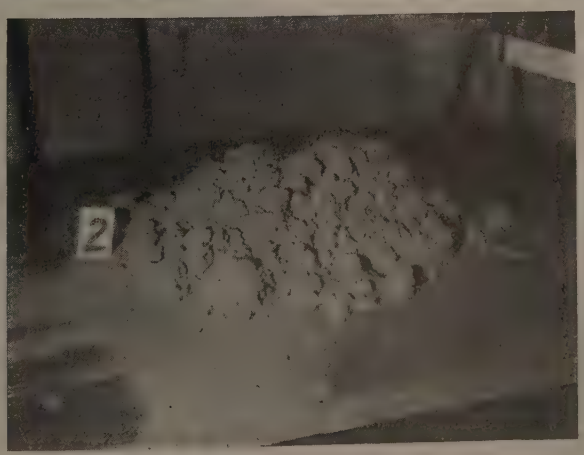
14



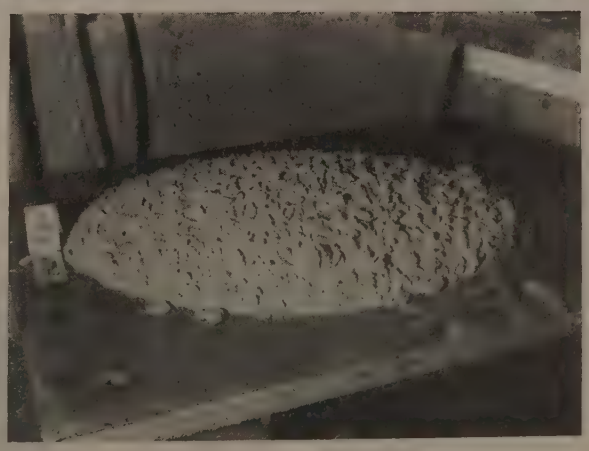
17



15



18



ESSAI D'ENFONCEMENT DE LA SPHÈRE

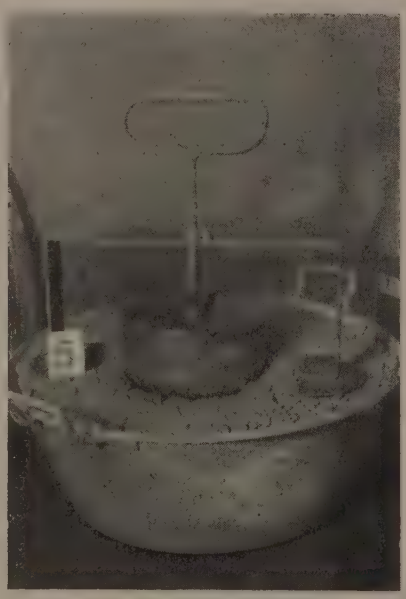
E/C =					
0,40	0,44	0,49	0,525	0,56	0,63
19	20	21	22	23	24



19



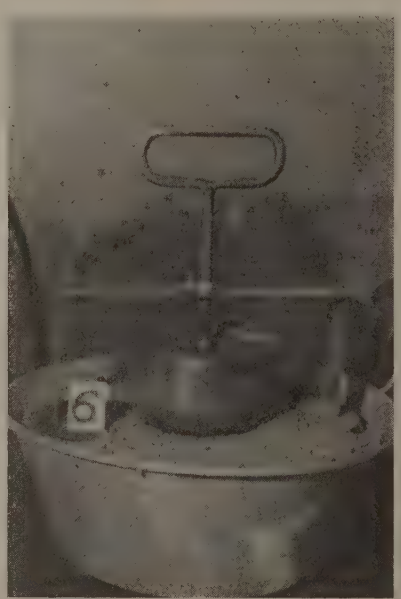
21



23



20



22



24

ESSAI DE MOULAGE OU V. B.

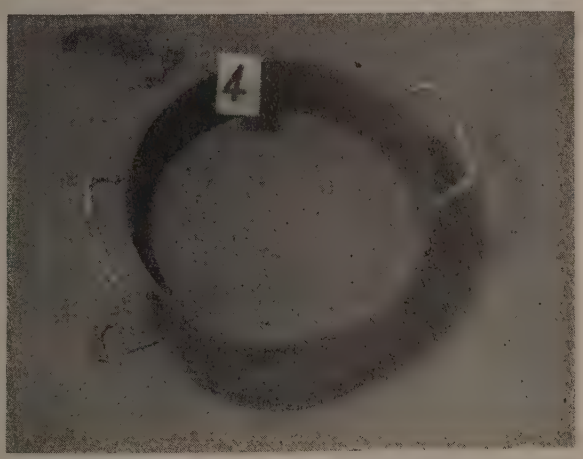
E/C =					
0,40	0,44	0,49	0,525	0,56	0,63
25	26	27	28	29	30



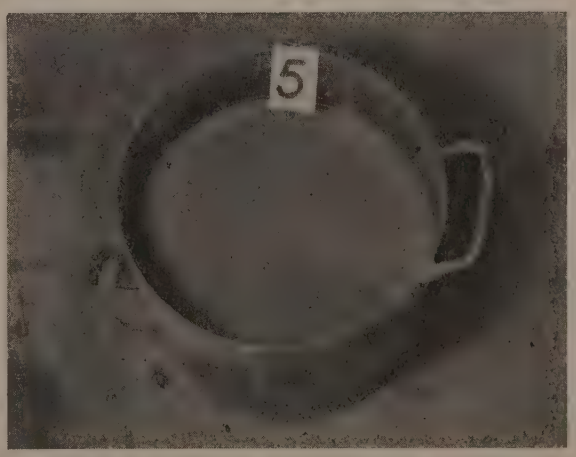
25



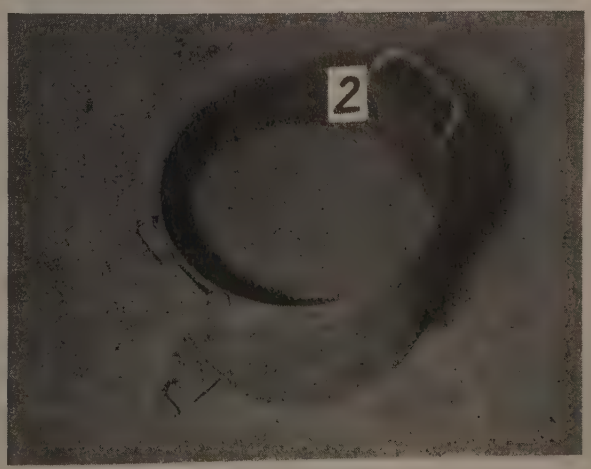
28



26



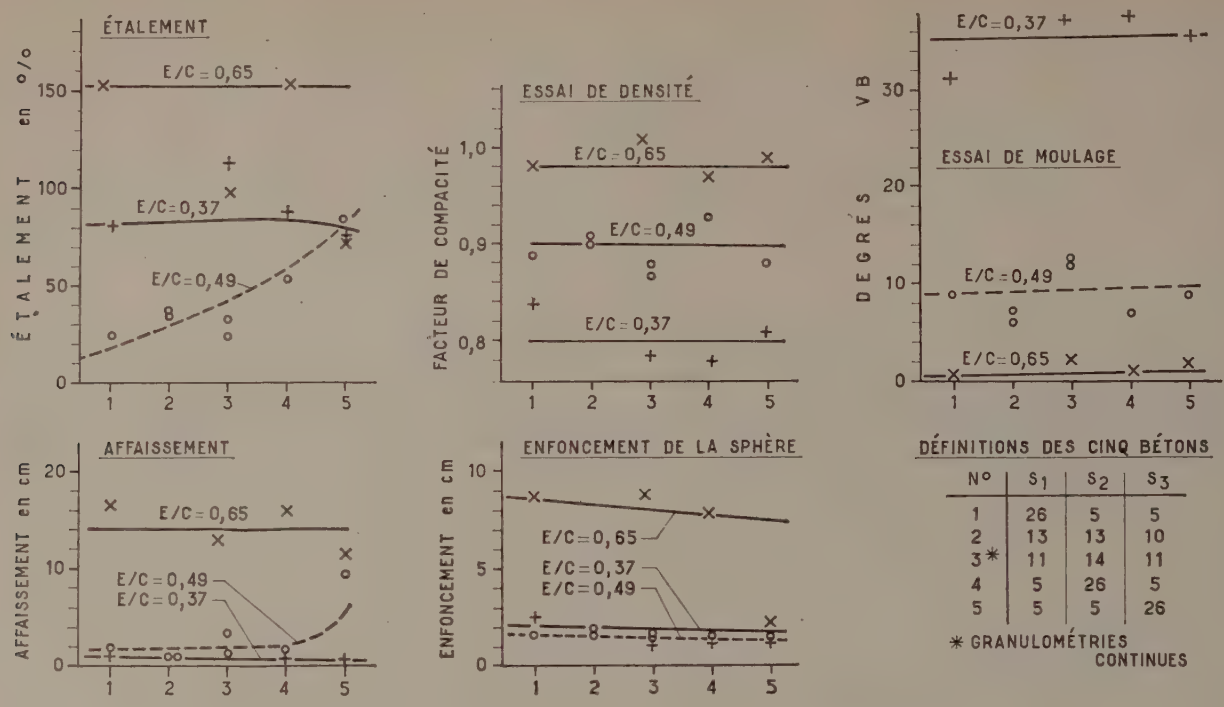
29



27



30



N°	S_1	S_2	S_3
1	26	5	5
2	13	13	10
3*	11	14	11
4	5	26	5
5	5	5	26

FIG. 36. — **Mesures rhéologiques des bétons à granulométries spéciales.**

Aucun des essais n'accuse de réelle différence entre les bétons quelle que soit la composition du sable. Le dosage en ciment est le même (380 kg au mètre cube). Que le béton soit mouillé (E/C = 0,65), normal (0,49) ou sec (0,37), les valeurs rhéologiques des bétons, classés d'après leur pourcentage de fines, restent identiques. Les quelques écarts constatés sont obtenus pour le béton le plus chargé en gros éléments du sable, et pour les essais d'affaissement et d'étalement : dans ce cas d'ailleurs, ces derniers ne sont guère significatifs.

2,235. Corrélations entre les différentes mesures.

Nous n'avons pas calculé les corrélations existantes entre les six mesures, mais étant données les dispersions observées, il y a bien peu de chances pour que l'on observe une corrélation forte : les champs d'application des essais sont distincts. On observe souvent qu'un béton a quatre ou cinq des caractéristiques mesurées présentant une certaine tendance, mais la ou les deux caractéristiques restantes ne sont pas en accord du tout. Certes en considérant l'ensemble des six mesures, on peut formuler un certain avis sur le béton réalisé, mais nous pensons que chaque essai convient à des classes de béton déterminées, et non pas à toutes, d'où les écarts observés.

2,24. Masse volumique.

Pour la détermination de la masse volumique des éprouvettes prismatiques durcies de 7 × 7 × 28 cm, nous avons adopté un volume théorique de 1 400 cm³. Un certain nombre de mesures précises sur des bétons de masses volumiques comprises entre 1,90 et 2,40 nous a montré que ce volume variait au maximum entre 1,385 et 1,415 cm³. Nos résultats ne sont donc exacts qu'à ± 1 %, mais ils nous ont paru acceptables quand même, eu égard aux dispersions constatées entre les poids de trois éprouvettes de retrait du même béton.

Cent neuf bétons ont eu leur masse volumique calculée (moyenne des résultats sur trois éprouvettes). L'examen de ces valeurs et leur comparaison avec la masse volumique calculée, dans l'hypothèse d'un béton plein, font apparaître ceci : cinquante bétons ont une compacité inférieure à 1, vingt et un ont une valeur inférieure à 0,95 et neuf à 0,90.

Les vingt et un bétons, manifestement creux, se situent ainsi :

— béton à fort pourcentage de gravier et faible quantité d'eau, quel que soit le dosage de ciment;

— béton à faible dosage en ciment et faible quantité d'eau;

S/A	C/C + A	E/C
0,16	0,22 (1)	0,31
0,25 » »	0,25 0,17 0,10	0,30 0,34 à 0,38 0,48 à 0,66
0,36	0,10	0,58 à 0,59
0,60	0,10	0,67 à 1

(1) Les bétons à $\frac{C}{C+A} = 0,17$ et 0,10 n'ont malheureusement pas été mesurés.

Sur les figures 71 à 73, nous avons reproduit des photographies des aspects de certains bétons d'après les éprouvettes prismatiques de retrait. On distingue très bien les bétons creux.

— béton à fort dosage en sable, mais faibles quantités de ciment.

(Dans ce dernier cas, les mêmes gâchées de béton ont donné lieu à une certaine dispersion, alors qu'il n'y a pas eu d'anomalie dans les bétons précédents). Les bétons creux étudiés se classent suivant le tableau ci-dessus.

Nous avons donc enlevé ces vingt et un bétons creux et pour les 88 autres restants, nous obtenons 2,360 comme masse volumique théorique, et 2,369 comme masse volumique mesurée : en moyenne, il n'y a pas de différence, bien que les écarts de mesure atteignent $\pm$ 0,100.

2,25. Résistance à la compression sur cylindres à 28 j d'âge.

2,251. Examen des erreurs systématiques sur un constituant.

Pour l'exploitation de ces résultats, les résistances obtenues dans les essais pour les éprouvettes conservées à la cave (voir paragraphe 2,144) ont été majorées de 23 %. Les résistances des séries n'ont pas été ajustées sur celles des témoins qui les encadraient. Quant aux témoins, les valeurs portées sur les graphiques sont celles de la moyenne générale de tous les témoins confectionnés avec les deux premiers ciments.

Les graphiques 37 à 40 donnent l'évolution de la résistance en fonction des erreurs sur E /C, le dosage en ciment,

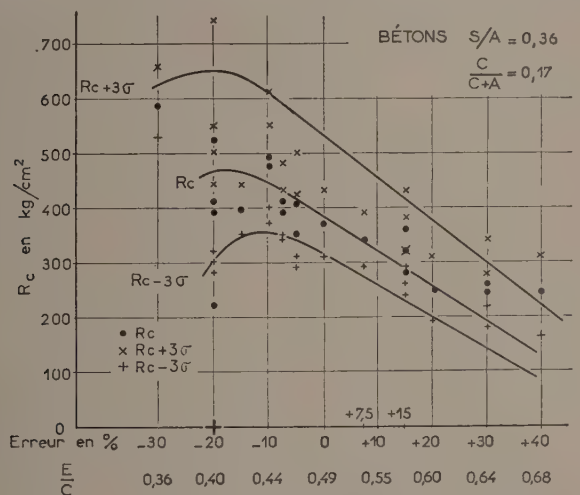


Fig. 37. — Résistance à la compression sur cylindres. Erreurs systématiques sur E/C.

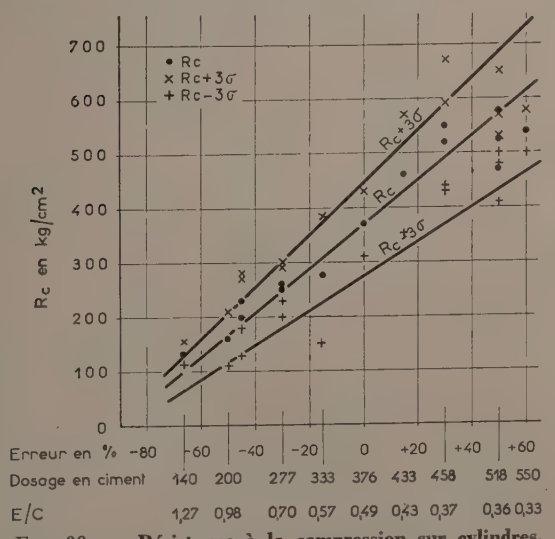


Fig. 38. — Résistance à la compression sur cylindres. Erreurs systématiques sur le ciment.

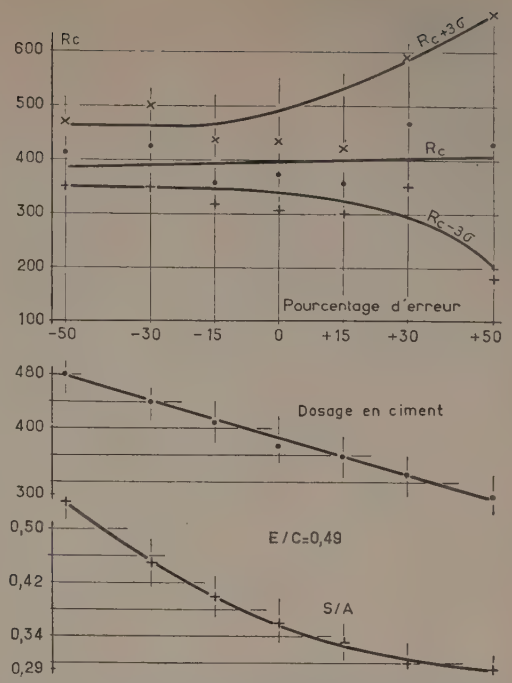


Fig. 39. — Résistance à la compression sur cylindres. Erreurs systématiques sur le gravier.

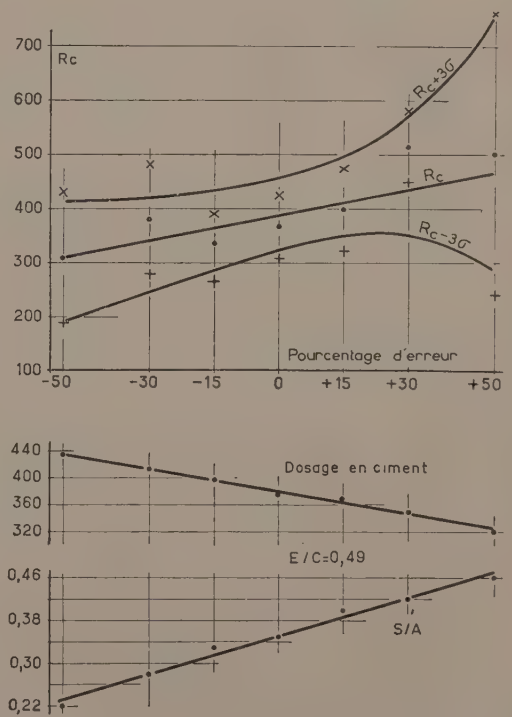


Fig. 40. — Résistance à la compression sur cylindres. Erreurs systématiques sur le sable.

en gravier et en sable (erreur sur un seul composant). Chaque courbe est entourée de deux courbes limites exprimant les relations ($R_c \pm 3\,\sigma$). La résistance R_c augmentée ou diminuée trois fois l'écart quadratique moyen σ (calculé pour la série des douze résultats) donne une idée de la dispersion et ces courbes expriment qu'il n'y a qu'une chance sur 370 de trouver à l'essai, un résultat en dehors du fuseau (c'est-à-dire éloigné de la moyenne d'une quantité supérieure à 3 σ). Les photographies

des figures 71 et 72 montrent l'aspect des bétons réalisés sur des éprouvettes prismatiques de retrait. Sur le premier graphique (fig. 37), *la résistance varie avec les erreurs du dosage en eau.* Pratiquement ce graphique ne comprend que des bétons dosés à 380 kg de ciment et à S/A = 0,36 soit des bétons ayant la composition granulométrique des témoins. La résistance croît quand la quantité d'eau diminue, mais la dispersion augmente également lorsque E/C, en diminuant, dépasse une certaine valeur; les résistances moyennes demeurent souvent bonnes, parfois excellentes, mais la dispersion est telle que l'on peut obtenir également des bétons de très faible résistance. Le seuil que nous mettons en évidence ainsi est évidemment fonction de la mise en place du béton dans les moules, mais s'il peut être déplacé, il n'en demeure pas moins qu'il existe. Il apparaît donc dangereux de choisir un E/C trop faible car, si on peut prétendre de la sorte obtenir des résistances excellentes, on court le risque également, de chutes importantes. Il est préférable, d'une manière habituelle, de choisir un E/C plus moyen, de manière que des variations accidentelles autour de cette valeur n'amènent pas des dispersions importantes et des chutes probables de résistances.

La résistance augmente beaucoup et proportionnellement avec le dosage en ciment (fig. 38) mais cette augmentation est due également à la diminution correspondante du E/C. En effet, E/C est passé de la valeur de 1,27 pour 140 kg de ciment au mètre cube à 0,33 pour 550 kg. La dispersion augmente avec le dosage. Pour un dosage en ciment beaucoup plus élevé que le dernier porté sur le graphique, nous n'avons trouvé qu'une faible augmentation de la résistance, celle-ci sembla alors plafonner.

La résistance ne varie pas avec le dosage en gravier (fig. 39) *et augmente avec le dosage en sable* (fig. 40). Les dispersions augmentent avec les dosages élevés en gravier et en sable. Mais toutes ces variations s'accompagnent de variations sur le dosage en ciment et le rapport S/A portées en bas des graphiques.

C'est pourquoi, ces trois derniers graphiques nécessitent des corrections pour que l'on puisse avoir les variations des résistances en fonction du paramètre principal, les autres restant pratiquement constants.

Reprenons par exemple le graphique 38 relatif à la variation de ciment : le phénomène d'augmentation de la résistance en fonction du dosage est trop marqué.

En effet, comparons les compositions des trois bétons suivants (en poids) :

DOSAGE PAR m³	— 50 % C	BÉTON TÉMOIN	+ 50 % C
Gravier	1 250	1 153	1 060
Sable	715	657	600
Ciment	200	376	518
Eau	199	184	188
	2 364	2 370	2 366

Le béton faiblement dosé en ciment a plus d'eau en quantité absolue que le béton surdosé (E/C de 1 contre 0,36). Pour des dosages en ciment, aussi différents, on ne peut évidemment pas comparer à E/C constant. Admettons une répartition de l'eau entre les trois composants du béton de la façon suivante : le ciment en prend 0,23 de son poids, le sable 0,12 et le gravier 0,015. On obtient

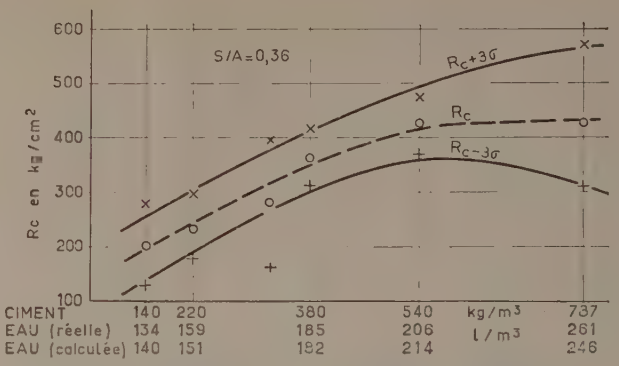


Fig. 41. — Résistance à la compression sur cylindres. Erreurs systématiques sur le ciment (eau corrigée).

les quantités d'eau suivantes pour les trois bétons, dans l'ordre : 151, 182 et 207 l, quantités qui permettent alors d'obtenir des bétons de plasticité équivalente; on a alors des E/C respectivement de 0,75, 0,49 et 0,40.

Parmi tous les bétons réalisés, nous avons cherché ceux qui, ayant un rapport S/A de 0,36, ont pour le dosage en ciment indiqué les quantités d'eau les plus voisines de celles calculées. Cela permet d'établir le graphique 41. Si la résistance augmente bien avec le dosage en ciment, elle plafonne rapidement; la dispersion augmente indiquant le danger d'un trop fort dosage : le risque d'obtenir de moins bonnes résistances.

Nous aurions pu adopter une autre répartition de l'eau entre le ciment, le sable et le gravier, mais il n'en demeure pas moins le fait que nous aurons une variation du paramètre eau en même temps que celle du paramètre ciment, ce dont ne tient pas compte le graphique 38, pour la comparaison des bétons.

Nous pouvons également étudier une transformation des graphiques 39 et 40 sur les bases précédentes. Les dosages en ciment sont variables; il faut donc se ramener à dosage constant (par exemple C/C + A = 0,17); et faire le calcul de l'eau correspondante. On recherche ensuite dans nos bétons ceux qui se rapprochent le plus des compositions calculées pour les comparer entre eux. On a établi à titre d'illustration, le graphique 42 pour les variations de sable, sur lequel sont portés :

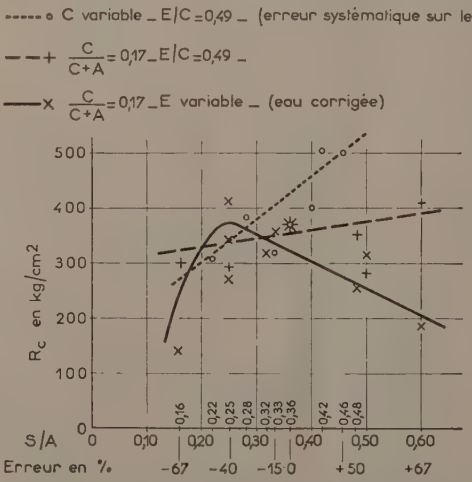


Fig. 42. — Résistance à la compression sur cylindres. Erreurs systématiques sur le sable. (Dosages en ciment et en eau corrigée).

— les résultats des erreurs systématiques de sable (la résistance augmente considérablement avec la quantité de sable, mais le dosage en ciment est variable);

— les résultats pour C/C + A = 0,17 et E/C = 0,49 (la résistance croît avec la quantité de sable, mais d'une manière beaucoup plus atténuée).

— les résultats pour C/C + A = 0,17 et le dosage en eau calculé en fonction de la quantité de sable; les très forts et très faibles dosages en sable ont des résistances plus faibles que les dosages moyens; la courbe a une allure très différente.

2,252. Granulométries continues.

182 gâchées pour 136 bétons différents ont donné lieu à la confection de douze cylindres pour l'essai de compression à 28 j. L'exploitation des résultats est faite en fonction des trois rapports :

S/A — C/C+A et E/C précédemment définis.

Nous avons tenté une représentation triangulaire en fonction des quantités de ciment, d'eau et de granulats, mais elle ne nous a pas donné une image plus claire que les courbes en coordonnées rectangulaires et nous n'avons pas poursuivi dans cette voie.

Pour tenir compte de la dispersion des résultats de compression sur les douze cylindres, — dispersion qui peut provenir pour partie des conditions d'essais, mais également de la confection du type même de béton — nous avons calculé la moyenne (R_c) des douze résultats, l'écart quadratique moyen (σ) et la valeur ($R_c - 3\sigma$) que nous avons portée en ordonnées sur nos graphiques. Comme nous l'avons déjà écrit, cette valeur est telle qu'au cours de mille essais, trois cylindres seulement donneront une résistance qui lui sera inférieure.

Le premier type de graphique donne pour C/C+A constant, les courbes de résistance en fonction de E/C pour différents S/A. Les graphiques 43, 44 et 45 sont relatifs chacun à un dosage constant en ciment, respectivement 380, 200 et 550 kg de ciment par mètre cube. Ils ont la même caractéristique : la résistance ($R_c - 3\sigma$) augmente d'une façon importante quand E/C diminue, (le phénomène est moins marqué pour les bétons à fort dosage en gravier et faible dosage en ciment).

A partir d'un certain seuil de E/C en allant vers les E/C de plus en plus faibles, les valeurs ($R_c - 3\sigma$) deviennent très disparates; pour un même E/C, on obtient des bétons à très forte résistance aussi bien que des bétons à résistances très faibles; la dispersion devient considérable : il y a donc un danger certain à diminuer trop E/C; toutefois, ce seuil dépend de la mise en place du béton dans les moules.

Les photographies des aspects de certains bétons se trouvant sur les graphiques 43 et 45 sont données dans la figure 73 et illustrent en particulier l'influence du E/C.

Dans le deuxième type de graphique, nous avons toujours les variations de résistance en fonction de E/C mais les groupements de points sont faits à dosage constant (courbes C/C+A = constante) pour une granulo-

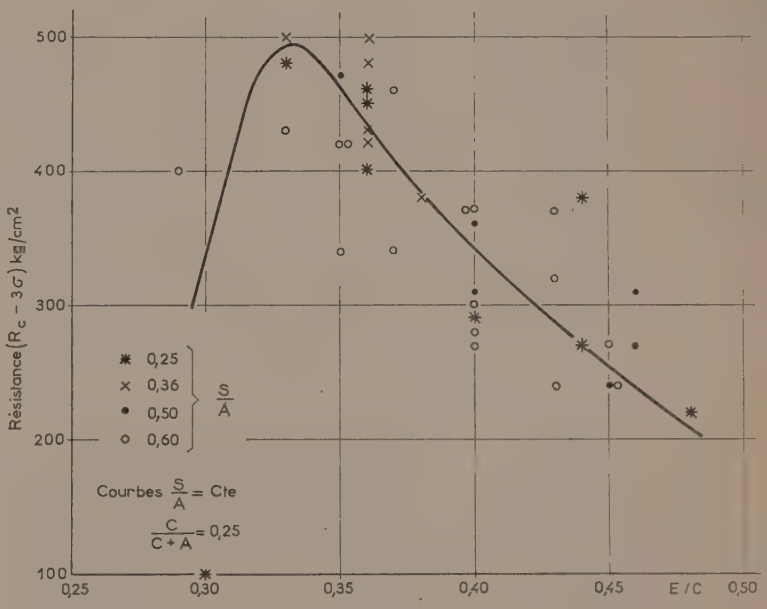


Fig. 44. — Résistance à la compression sur cylindres. Courbes S/A pour C/C + A constant à 0,25.

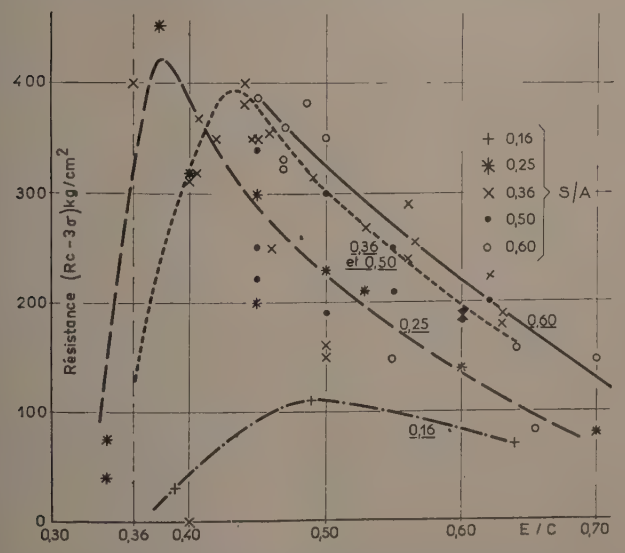


Fig. 43 — Résistance à la compression sur cylindres. Courbes S/A pour C/C + A constant à 0,17 en fonction de E/C.

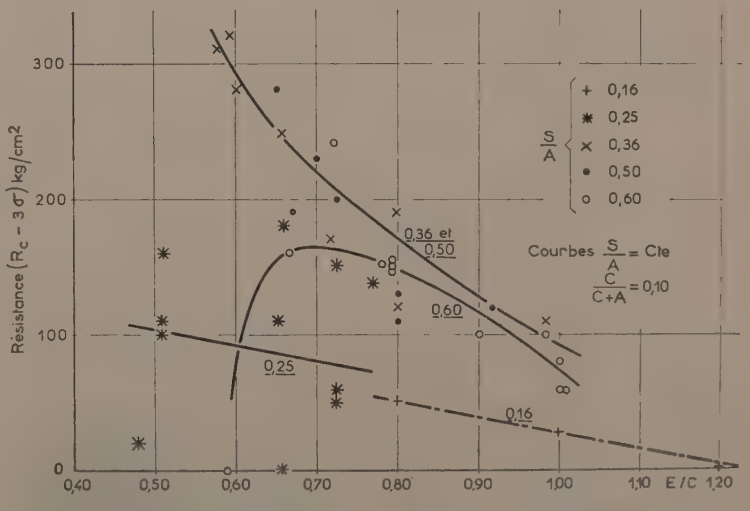


Fig. 45. — Résistance à la compression sur cylindres. Courbes S/A pour C/C + A constant à 0,10.

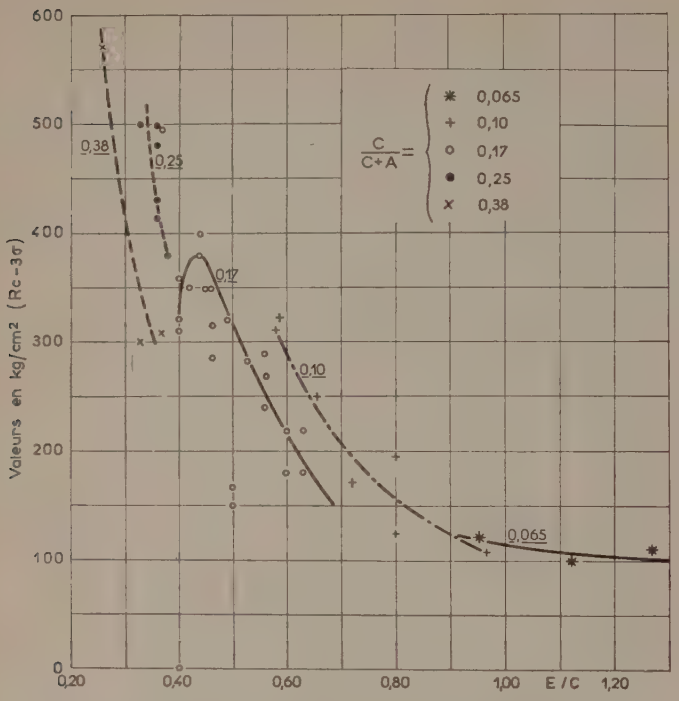


Fig. 46. — Résistance à la compression sur cylindres. Courbes d'égal dosage en ciment pour S/A = 0,36.

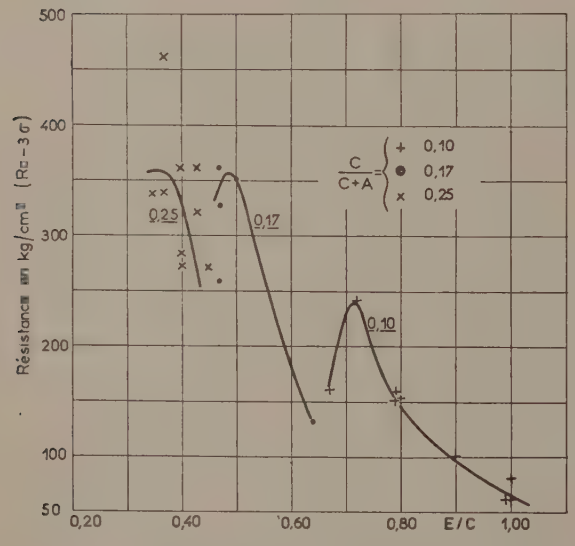


Fig. 47. — Résistance à la compression sur cylindres. Courbes d'égal dosage en ciment pour S/A = 0,60.

métrie déterminée (S/A). Nous ne donnons en exemple que les courbes relatives à deux valeurs S/A 0,36 et 0,60 (fig. 46 et 47). Les phénomènes représentés ont la même allure dans tous les cas. La résistance augmente quand E/C diminue, d'autant plus vite que le dosage en ciment est plus important. Pour les E/C très faibles, la dispersion devient très importante et l'on peut assister à des chutes de résistance assez fortes.

Nous avons également examiné les graphiques donnant la résistance en fonction de S/A. Un premier groupement

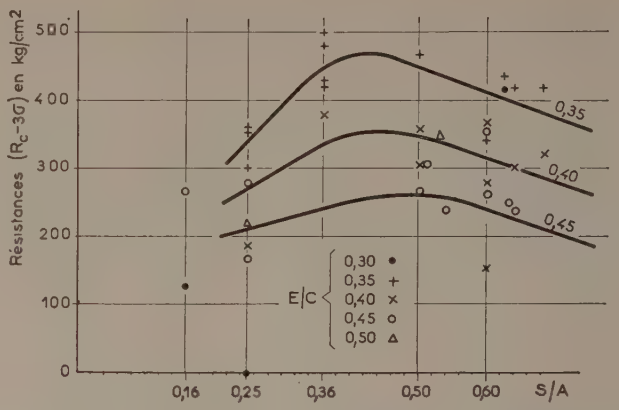


Fig. 48. — Résistance à la compression sur cylindres. Courbes E/C pour C/C + A constant à 0,25 en fonction de S/A.

a réuni les points à E/C constant pour une valeur donnée de C/C+A. La figure 48 est un exemple ainsi que la photo de la figure 73 reproduisant les aspects des bétons en question. Ces graphiques apportent peu de renseignements : les E/C importants donnent des résistances faibles quel que soit S/A. Pour les autres valeurs de E/C, les courbes montrent un maximum pour les valeurs moyennes de S/A (0,36 à 0,50); les valeurs extrêmes de S/A conduisent à des résistances généralement plus faibles, à égalité de E/C, surtout pour les bétons chargés en gravillon (S/A = 0,16) mais ces phénomènes n'apparaissent pas d'une manière très claire.

Le deuxième groupement consiste à considérer maintenant les points à $\frac{C}{C+A}$ = constant pour une valeur donnée de E/C. Les graphiques sont très particuliers par le fait que les E/C utilisés avec un dosage en ciment, sont différents de ceux utilisés avec le deuxième ou le troisième dosage; en effet les E/C se sont échelonnés de 0,30 à 0,46 pour le dosage C/C+A = 0,25, de 0,40 à 0,70 pour le dosage 0,17 et de 0,60 à 1,10 pour le dosage 0,10. Il n'y a pratiquement pas de E/C commun aux trois dosages; par ailleurs, même s'il existait, il ne présenterait pas grand intérêt pour des comparaisons de béton. De ces graphiques il ressort seulement une indication : les bétons à S/A moyen sont les meilleurs, pour un E/C donné.

Enfin, nous avons examiné un troisième type de graphiques résistances en fonction de C/C+A. Que ce soient les courbes de même E/C pour un S/A donné ou de même S/A pour un E/C donné, ces graphiques n'apportent rien, car ils groupent généralement assez peu de points. Ils montrent que la résistance (R_c — 3σ) diminue quand le dosage en ciment augmente, à E/C constant, ce qui paraît normal, le béton à fort dosage en ciment n'ayant plus suffisamment d'eau.

D'ailleurs, tous ces graphiques ne donnent que des coupes représentatives et non pas une vue d'ensemble des résultats. En cherchant à rassembler le plus possible de résultats sur un même graphique, nous sommes parvenus à des figures qui donnent en fonction de E/C en abscisse et S/A en ordonnées, les courbes de mêmes valeurs (R_c — 3σ) pour chacun des trois dosages en ciment retenus : la comparaison des trois graphiques donne une idée de la variation de la résistance en fonction du dosage.

Nous avons essayé d'autres combinaisons de nos trois paramètres, mais la représentation proposée est la

plus parlante. Les graphiques 49-50-51 et 52 résument presque tous nos résultats et il est facile d'y suivre les fluctuations probables d'un béton en fonction des variations de composition que l'on veut lui imposer.

A composition granulométrique constante (S/A = constant) et à dosage en ciment constant, une erreur sur E/C, en plus, n'a pas de conséquences graves sur la résistance (celle-ci diminuant lentement), par contre la même erreur, en moins, si la valeur de E/C est déjà faible, peut être catastrophique = le béton est très hétérogène et sa résistance peut être localement très faible.

Si l'on fait varier la granulométrie, c'est-à-dire si l'on augmente la quantité de sable par exemple, il y a intérêt à augmenter E/C pour garder les mêmes résistances pour les dosages en ciment faible et moyen. Pour le dosage élevé de 500 kg/m³ on ne peut rien dire. Par contre si l'on augmente la quantité de gravier, on s'aperçoit qu'un excès de gravier est très préjudiciable et les granulométries fortement chargées en gravier ne donnent pas de résistances satisfaisantes, pour aucun dosage en ciment.

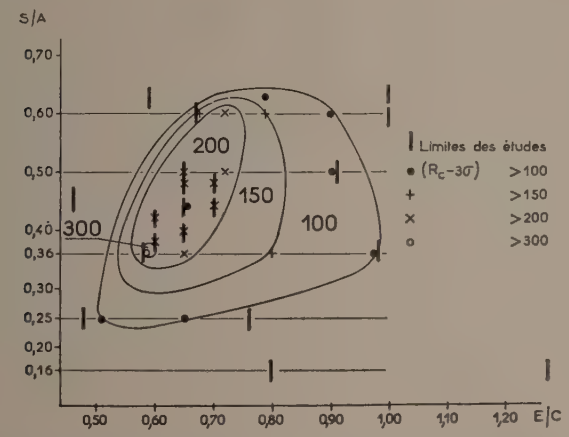


Fig. 49. — Résistance à la compression sur cylindres. Courbes d'égales résistances ($R_c - 3\sigma$) pour $C/C + A \simeq 0{,}10$ (200 kg/m³)

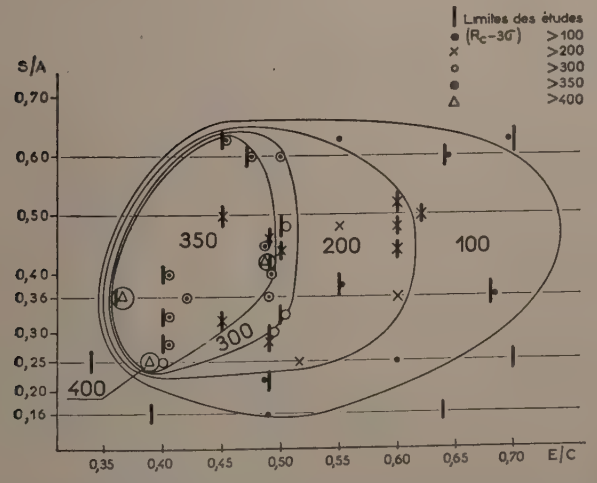


Fig. 50. — Résistance à la compression sur cylindres. Courbes d'égales résistances ($R_c - 3\sigma$) pour $C/C + A \simeq 0{,}17$ (380 kg/m³).

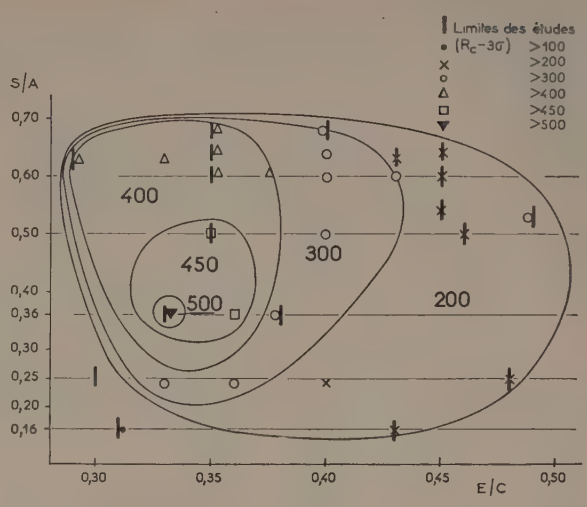


Fig. 51. — Résistance à la compression sur cylindres. Courbes d'égales résistances ($R_c - 3\sigma$) pour $C/C + A \simeq 0{,}25$ (500 kg/m³).

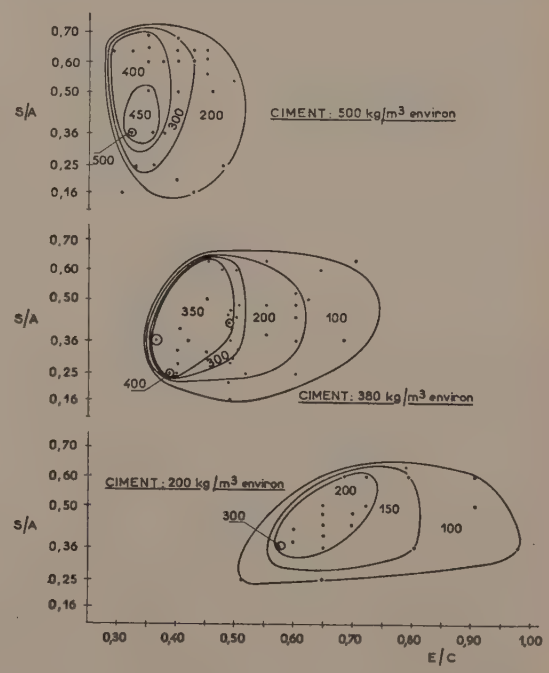


Fig. 52. — Résistance à la compression sur cylindres. Courbes d'égales résistances pour les trois dosages en ciment.

Le graphique 52 qui réunit les trois graphiques précédents permet la comparaison des dosages en ciment, en observant les intervalles de E/C différents avec chaque dosage.

Ces graphiques ne sont valables que pour nos moyens de mise en place, mais nous pensons que seules les limites peuvent être modifiées et que l'allure générale reste la même. Certaines courbes auraient toutefois besoin d'être précisées par la confection de quelques points limites (S/A très élevés — E/C très faibles ou très élevés).

***

2,253. Granulométries dites discontinues.

Sur les vingt-trois gâchées réalisées, neuf l'ont été sans sable S_3, onze sans sable S_3 ni gravier G_1, et trois sans sable S_2 ni gravier G_1. Nous avons comparé aux bétons continus ayant la même quantité de sable, mais répartie entre S_1, S_2 et S_3. Nos quelques résultats sont groupés dans le tableau n° 10. On peut dégager quelques indications : les résistances les plus élevées sont toujours atteintes avec nos bétons continus (sauf un cas) : l'oubli du sable gros S_3 dans des compositions de S/A = 0,25 donne des résistances équivalentes pour un dosage moyen en ciment, mais des chutes assez marquées (20 à 25 %) pour les autres dosages en ciment (plus fort comme plus faible).

Le manque de sable gros S_3 et de gravier fin G_1 conduit à des résistances parfois plus fortes, parfois plus faibles. A la dispersion de nos essais et vu leur petit nombre, on ne peut conclure.

Le manque de sable moyen S_2 et de gravier fin G_1 provoque des chutes de résistances (10 à 25 %) plus marquées vers les E/C élevés.

D'une manière générale le manque d'une classe d'éléments moyens, par accident ou oubli, ne semble pas très préjudiciable aux résistances escomptées.

Tableau n° 10

RÉSISTANCES SUR CYLINDRES DE BÉTON A GRANULOMÉTRIE DITE DISCONTINUE A 28 JOURS

S/A	C/C+A	Type de béton	E/C et résistances correspondantes (R_c — 3σ) en kg/cm²			
			E/C = 0,45	0,50	0,55	0,60
0,36	0,17	continus	350	310	255	200
		sans S_3 ni G_1	350	275	220	240
		sans S_2 ni G_1	320	230	200	—
			0,60	0,80		
0,36	0,10	continus	310	155		
		sans S_3 ni G_1	70	140		
			0,39—0,41	0,44	0,49—0,50	
0,25	0,17	continus	320	250	230	
		sans S_3	290	260	210	
		sans S_3 ni G_1	330		240	
			0,33	0,40	0,78	
0,25	0,26	continus	500	350		
		sans S_3	380	190		
0,25	0,10	continus			185	
		sans S_3			140	
			0,50	0,60		
0,50	0,17	continus	190	200		
		sans S_3 ni G_1	380	150		
0,25	0,10		0,88 et 0,98 — pas d'équivalent en continus.			
0,54	0,13		0,78	—	d°	

2,254. Granulométries spéciales.

Dans cette étude complémentaire, la quantité totale de sable est restée identique, mais sa granulométrie a été profondément modifiée.

Dans une première partie, les sables élémentaires sont restés inchangés, leurs proportions respectives seules ont changé : nous avons donc des bétons chargés en sable fin, puis en sable moyen, et enfin en sable gros, les proportions des deux autres éléments étant alors faibles.

Nous n'avons fait l'étude que pour un seul béton : la granulométrie témoin S/A = 0,36 C/C+A = 0,17 et trois quantités d'eau (0,36 — 0,49 et 0,65).

Les compositions réalisées pour le sable sont les suivantes :

	S_1	S_2	S_3	TOTAL
Témoin	11	14	11	36
Série A	5	5	26	36
Série B	5	26	5	36
Série C	26	5	5	36

Il ressort de la figure 53 que les bétons témoins ont les résistances les moins élevées; les bétons avec les plus faibles quantités de sable fin et moyen donnent les meilleures performances. Les autres ont des valeurs intermédiaires, mais ils sont assez près des témoins dans l'ensemble.

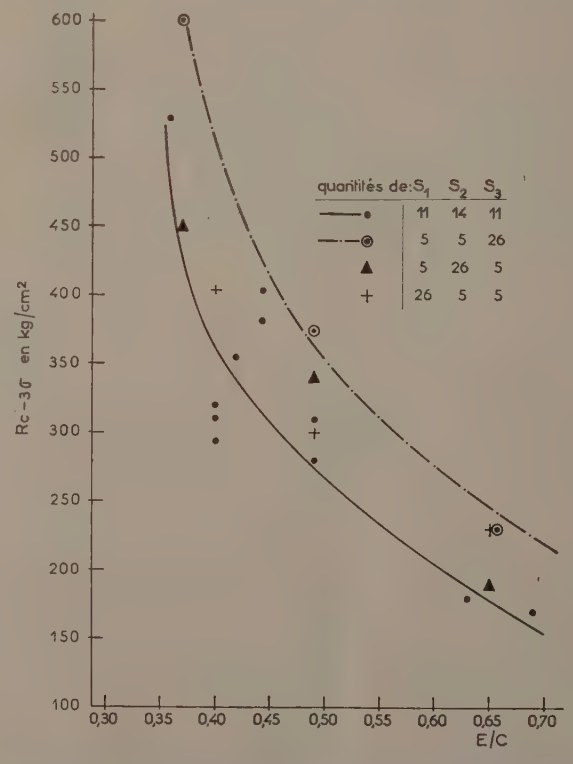


Fig. 53. — Résistance à la compression sur cylindres. Variation de la résistance à la compression en fonction du rapport des sables S_1 — S_2 — S_3.

Pour les trois valeurs du rapport E/C, la diminution des éléments fins est donc un élément favorable à l'augmentation des résistances, mais l'augmentation que nous avons pratiquée sur les mêmes fins n'a pas diminué les résistances par rapport à celles des témoins.

Dans une deuxième partie de l'étude, nous avons gardé la composition du témoin, et modifié seulement la granulométrie du sable fin S_1. Nous en avons remplacé certaines quantités par des quantités égales en poids de sable plus fin de Fontainebleau, soit du sable gros de 160/250 mm, soit du sable fin (120/160 mm). Les compositions étudiées sont les suivantes : S/A = 0,36 — C/C+A = 0,17, trois E/C, faible, moyen et élevé.

Bétons :

A = moitié S_1 en sable Seine 125/500 mm
moitié S_1 en sable gros Fontainebleau 160/250 mm

B = moitié S_1 en sable Seine 125/500 mm
moitié S_2 en sable fin Fontainebleau 120/160 mm

C = S_1 remplacé par sable gros Fontainebleau 160/250.

Sept gâchées seulement ont été expérimentées, et la figure 54 représente le graphique des résistances : les témoins ont les meilleures résistances sauf pour un cas dû à une excellente homogénéité du béton : la dispersion est presque nulle, R_c et $R_c - 3\sigma$ coïncident presque : est-ce dû à la présence de sable fin avec une quantité d'eau importante? ceci est possible, car les bétons avec sable fin, sont désavantagés par rapport au témoin, si l'on garde E/C constant.

Donc, augmenter la quantité de fins est dangereux pour les E/C faibles et même moyens; mais ceci n'aurait pas la même importance du côté des E/C élevés. Le petit nombre de gâchées essayées ne permet pas une conclusion plus rigoureuse.

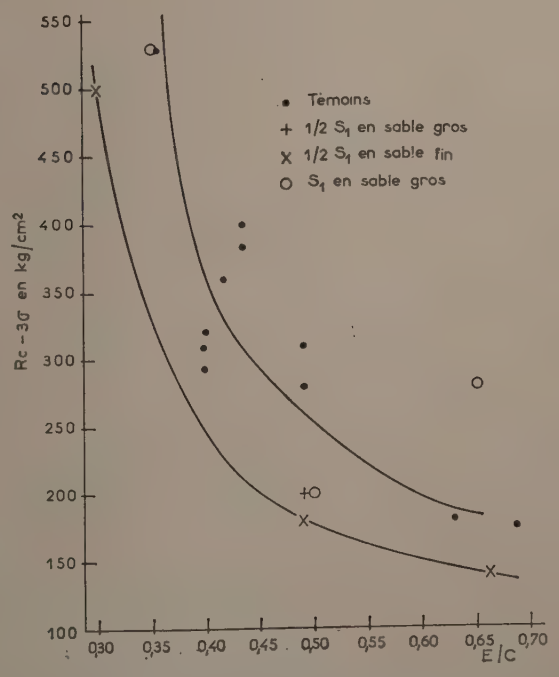


Fig. 54. — Résistance à la compression sur cylindres. Influence des fines.

2,26. Résistance à la compression sur cylindres à 7 j d'âge.

Très peu de gâchées (24) ont eu des cylindres supplémentaires pour l'essai de compression à 7 j. Elles sont réparties dans toute la gamme des dosages en ciment, en sable et en eau. D'une manière générale, les résultats confirment ceux trouvés pour les résistances à 28 j : la variation de la résistance en fonction de E/C est très nette.

Nous avons comparé les coefficients de variation à 7 et à 28 j, pour les mêmes séries : les moyennes des vingt-quatre séries sont très voisines : 6,6 % à 7 j contre 7,3 % à 28 j.

Nous avons également calculé le rapport des résistances à 7 et à 28 j. La moyenne s'établit à 0,79, avec des extrêmes à 0,59 et à 0,89, mais nous avons tenté une représentation graphique en fonction de la résistance à 7 j et on obtient une variation très nette (fig. 55), qui donnerait environ 0,67 à 100 kg/cm², 0,78 à 300 kg/cm² et 0,89 à 500 kg/cm². Ces chiffres ne sont valables qu'assortis d'une certaine dispersion et n'ont de sens qu'au point de vue prévision statistique d'une résistance possible à 28 j.

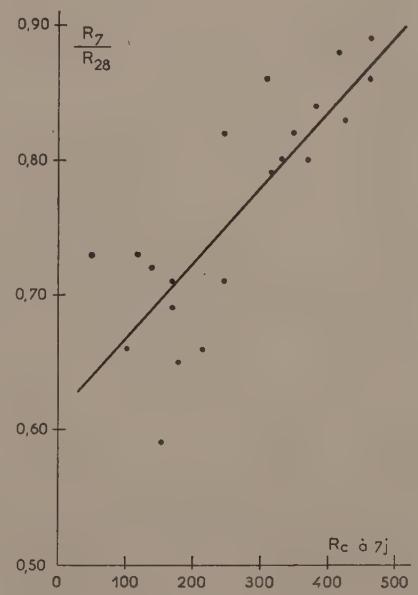


Fig. 55. — Résistance à la compression sur cylindres. Variations du rapport R_7/R_{28} en fonction de la résistance à 7 jours.

2,27. Résistances à la compression sur prismes.

135 gâchées ont eu des éprouvettes prismatiques essayées à la flexion, dont les bouts ont été ensuite rompus par compression. Nous avons fait la même étude sur ces résultats à 28 j que pour les cylindres, mais nous nous contenterons de la commenter très brièvement. N'ayant que six résultats par âge, nous n'avons pu tenir compte de la dispersion comme pour les cylindres. Les résultats sont exprimés tout d'abord en fonction des erreurs systématiques sur un composant, dans les graphiques 56, 57, 58 et 59, relatifs aux essais à 28 j.

Par comparaison avec les graphiques 37 à 40, relatifs aux essais de compression sur cylindres, on trouve la même allure de courbes pour les variations de résistance

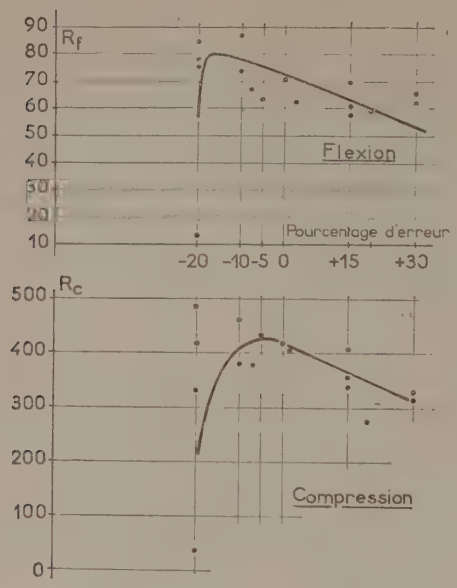


FIG. 56. — **Résistance sur prismes. Erreurs systématiques sur E/C. Béton S/A = 0,36 C/C+A = 0,17.**

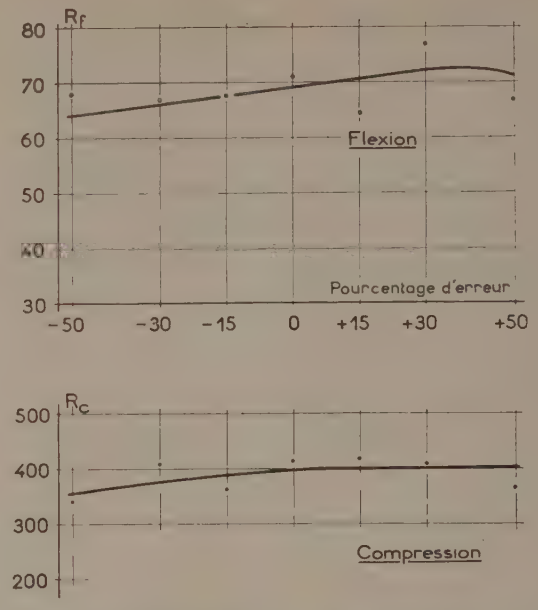


FIG. 58. — **Résistance sur prismes. Erreurs systématiques sur le sable.**

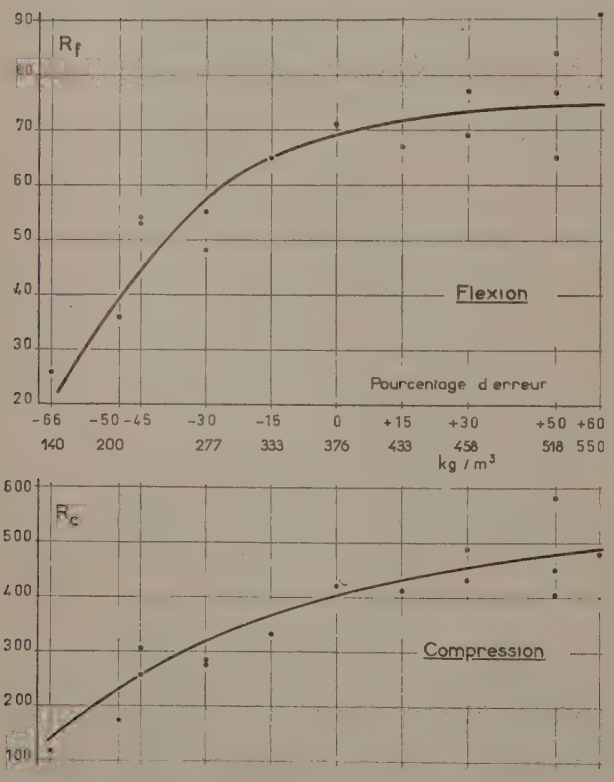


FIG. 57. — **Résistance sur prismes. Erreurs systématiques sur le ciment.**

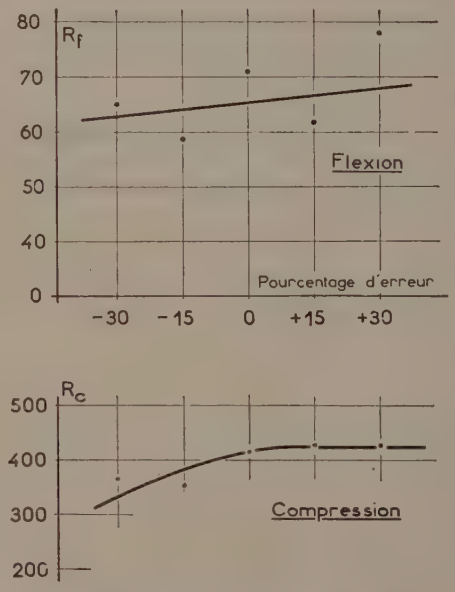


FIG. 59. — **Résistance sur prismes. Erreurs systématiques sur le gravier.**

en fonction du E/C, du dosage en ciment (mais l'augmentation de résistance est moins rapide), du gravier et du sable (dans ce dernier cas, l'augmentation de résistance est très atténuée).

Nous avons établi les mêmes graphiques de variation que pour les cylindres, en fonction de S/A, E/C et C/C+A et on retrouve les mêmes allures de courbes.

Nous avons établi les graphiques d'ensemble : zones d'égales résistances pour S/A en ordonnées et E/C en abscisses, pour les trois valeurs principales de dosage en ciment (fig. 60). On retrouve les mêmes caractéristiques que pour la compression des cylindres (fig. 52). (Toutefois, dans cette dernière courbe, les courbes de niveau sont relatives à ces valeurs (R_c — 3σ) tandis que la figure 60 est relative aux seules résistances compte non tenu de la dispersion).

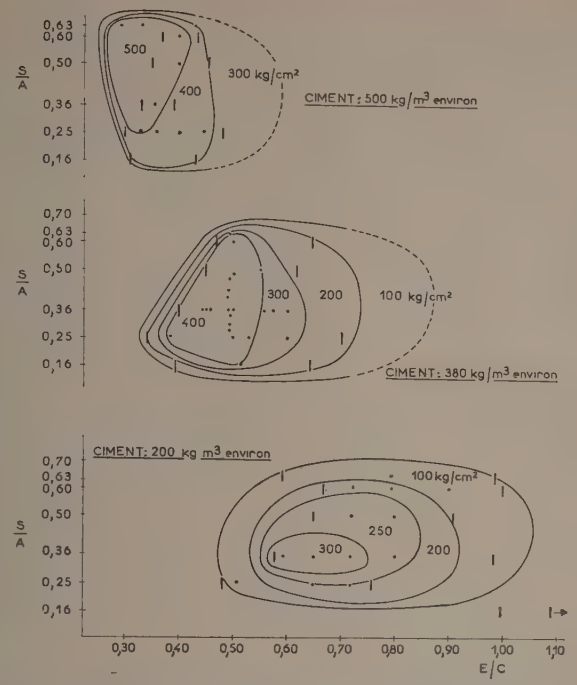


Fig. 60. — Résistance sur prismes. Courbes d'égales résistances à la compression pour les trois dosages en ciment.

De même, quelques résultats (9) sur les bétons sans sable S_3 confirment les résultats précédemment trouvés par les cylindres.

Nous avons calculé les rapports des résistances à divers âges, d'une part entre 7 et 28 j, d'autre part, entre 28 et 90 j. On obtient, en moyenne :

$$R\ 7/28 = 0{,}81.$$
$$R\ 28/90 = 0{,}87$$
$$R\ 7/90 = 0{,}705.$$

Les résultats sont dispersés, puisque par exemple R7/28 s'étale entre 0,58 et 1,07.

Ces rapports moyens sont plus faibles que ceux obtenus sur les témoins, surtout à 90 j. Ceci peut provenir du fait que ces rapports varient avec la résistance du béton. Nous avons recherché une corrélation entre le rapport R 7/28 et la résistance sur prismes à 7 j. La dispersion fournit un beau nuage de points, malgré cela, une certaine relation existe, indiquant la croissance du rapport avec la résistance, à peu près dans les mêmes conditions que pour les cylindres (parag. 2,26). On retrouve sensiblement les mêmes valeurs :

0,66 pour une résistance de 100 kg/cm²
0,82 pour une résistance de 300 kg/cm²
0,90 pour une résistance de 400 kg/cm².

On a le sentiment que pour les résistances supérieures à 400 kg/cm², le rapport reste constant. Mais il ne faut pas oublier que chacune de ces valeurs doit être assortie d'un écart au moins égal à $\pm$ 0,10 pour comprendre la plupart des points expérimentaux dans l'intervalle.

Nous n'avons pas étudié les relations possibles entre ces rapports et les divers types de béton réalisés.

2,28. Résistance à la flexion.

Sur les prismes rompus en flexion à 28 j, nous avons procédé à la même étude des résistances que celle sur les cylindres. Toutefois, comme nous n'avons que trois résultats, nous ne pouvons faire intervenir que la moyenne des valeurs et nous ne tenons pas compte de la dispersion, comme dans les essais sur cylindres. Les graphiques 56 — 57 — 58 et 59 groupent les variations des résistances en fonction d'une erreur systématique sur un seul composant.

La courbe des résistances en flexion en fonction des erreurs systématiques sur E/C présente la même singularité qu'en compression : elle passe par un maximum, décroit assez lentement pour les E/C croissants, mais décroit très rapidement lorsque E/C diminue à partir d'une certaine valeur; alors la dispersion est très grande et on obtient aussi bien d'excellents bétons que de mauvais. Les autres erreurs (ciment, sable ou gravier) conduisent également à des courbes semblables à celles obtenues en compression, tant sur les bouts de prismes que sur les cylindres.

Nous avons construit les graphiques de variation de la résistance en flexion en fonction de S/A, C/C+A, E/C, comme pour la compression sur cylindres. Nous n'avons rien observé de bien différent et nous nous contenterons de reproduire les graphiques résumés : zones d'égale résistance pour S/A en ordonnées, E/C en abscisses, et ceci pour les trois dosages principaux en ciment : 0,10, 0,17 et 0,25 (fig. 61, 62 et 63). La figure 64 résume les trois vues. Le phénomène a pratiquement la même allure que les courbes relatives à la compression et on peut lui appliquer les mêmes remarques.

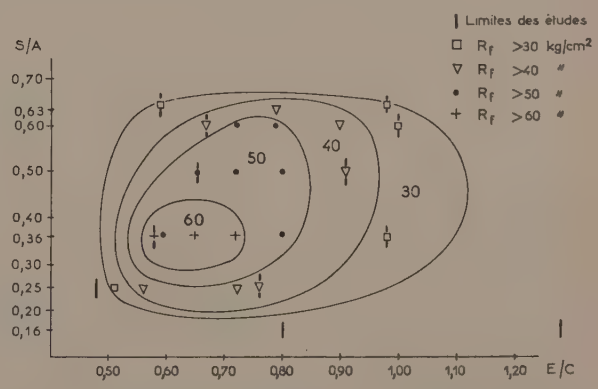


Fig. 61. — Résistance sur prismes. Courbes d'égales résistances à la flexion pour C/C+A $\simeq$ 0,10 (200 kg/m³).

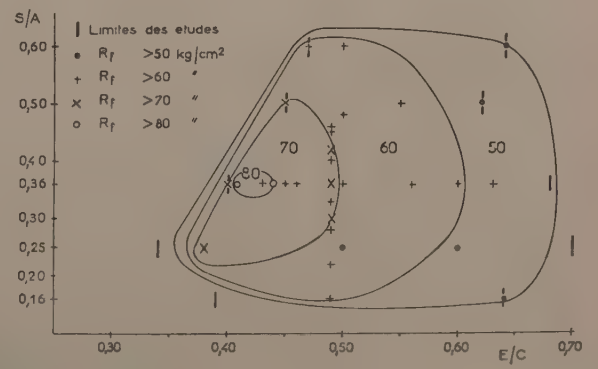


Fig. 62. — Résistance sur prismes. Courbes d'égales résistances à la flexion pour C/C+A $\simeq$ 0,17 (380 kg/m³).

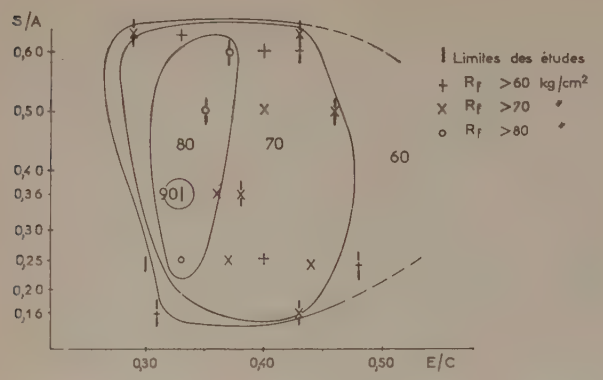


FIG. 63. — **Résistance sur prismes. Courbes d'égales résistances à la flexion pour C/C+A ≃ 0,25 (500 kg/m³).**

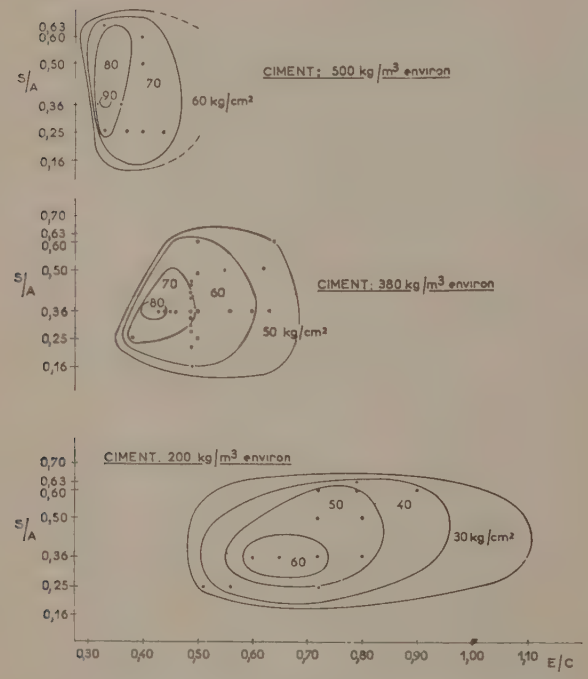


FIG. 64. — **Résistance sur prismes. Courbes d'égales résistances à la flexion pour les trois dosages en ciment.**

Nous avons photographié (fig. 71 à 73) un certain nombre de prismes pour illustrer les graphiques précédents : la figure 71 est relative à des ruptures de prismes de compositions extrêmes. On peut voir l'influence du E/C et également suivre les variations d'aspect pour des variations de dosage en ciment, en gravier et en sable.

Nous avons calculé les rapports des résistances pour différents âges, d'une part entre 7 et 28 j, d'autre part entre 28 et 90 j : nous avons obtenu les valeurs moyennes suivantes :

R 7/28 = 0,85
R 28/90 = 0,93
R 7/90 = 0,79.

Les deux premières sont légèrement différentes de celles obtenues avec les bétons témoins, toutefois R 7/90 a rigoureusement la même valeur dans les deux cas.

La dispersion est grande et il faut un intervalle de ± 0,10 pour contenir la plupart des points expérimentaux. On observe un grand nombre de cas de régressions de résistances entre 28 et 90 j (une fois sur quatre environ). Le coefficient R 7/28 s'étend entre 0,54 et 1,16, R 28/90 entre 0,61 et 1,31; et le coefficient R 7/90 est plutôt moins dispersé de 0,50 à 1,00 alors qu'il aurait pu bénéficier des dispersions des deux autres.

Ces coefficients varient en fonction de la résistance. On trouve par exemple pour R 7/28 en comparaison des résistances à 7 j :

pour une résistance de 30 kg/cm² 0,76
— de 50 kg/cm² 0,88

et on a l'impression nette que ce rapport reste à cette valeur, jusqu'à 80 kg/cm²; nous n'avons pas réalisé de meilleurs bétons.

Nous n'avons pas étudié les relations possibles de ces rapports avec les divers types de bétons réalisés.

2,29. Retrait.

Le retrait a été mesuré sur cent huit gâchées. Nous avons les valeurs à 7, 28, 90 j, un an et même deux ans d'âge. Nous ne considérons que la moyenne des trois éprouvettes mesurées pour chaque béton et nous ne pouvons donc tenir compte de la dispersion.

L'étude du retrait ayant été menée un peu en annexe de l'étude principale, les éprouvettes de retrait n'ont pas été réalisées pour toutes les compositions. Par ailleurs, si nos résultats présentent une assez grande dispersion, c'est qu'ils sont relatifs à des bétons confectionnés d'une manière plus industrielle que les bétons de laboratoires : l'hétérogénéité des gâchées et des éprouvettes est beaucoup plus grande que dans les toutes petites gâchées habituelles de recherches.

Il est possible de faire sur le retrait la même étude détaillée que celle menée sur la compression des cylindres à 28 j, mais nous nous contenterons ici de retenir quelques observations essentielles, en ne travaillant d'ailleurs qu'avec les résultats à un an. Nous remarquons qu'à 90 j, nous avons presque toute la valeur du retrait et que par la suite, les variations observées sont de l'ordre de grandeur de la précision des mesures.

Tout d'abord, nous avons examiné les variations dues à la variable E/C. Nous avons établi les courbes d'égal dosage en ciment, pour une valeur déterminée de S/A. La figure 65 est relative à S/A = 0,36. Dans les limites utilisées pour E/C, nous ne voyons pas *a priori* de variation du retrait. Pour les autres S/A, les représentations sont du même ordre : peut-être pourrait-on faire des groupements de points indiquant une certaine augmentation du retrait avec E/C, mais cette augmentation est actuellement entièrement masquée par la dispersion des résultats.

Nous avons, dans le même ordre d'idée, recherché les courbes d'égal S/A, pour un dosage donné en ciment, la variable étant toujours E/C. La figure 66 relative à C/C+A = 0,17, montre que pratiquement, les valeurs de retrait se groupent suivant des droites horizontales d'après les différentes valeurs de S/A, mais qu'elles ne semblent pas affectées par E/C, dans notre intervalle d'utilisation. Les autres figures, surtout celle relative à C/C+A = 0,25 sembleraient indiquer une certaine croissance avec E/C, mais de l'ordre de 10 à 20 % au maximum entre les valeurs extrêmes de E/C. Aussi, nous ne pensons pas que dans des bétons confectionnés en

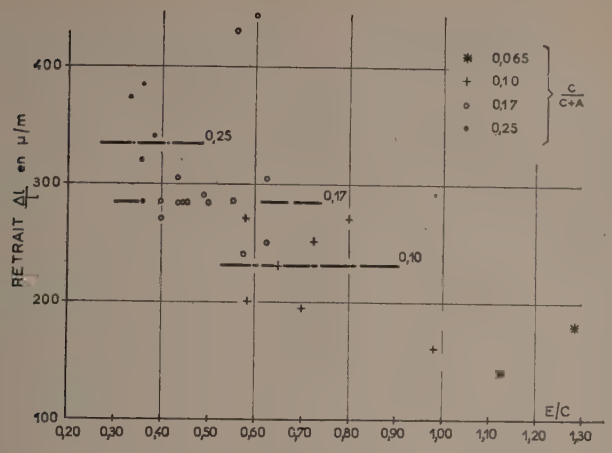


FIG. 65. — **Retrait. Courbes d'égal dosage en ciment pour S/A = 0,36.**

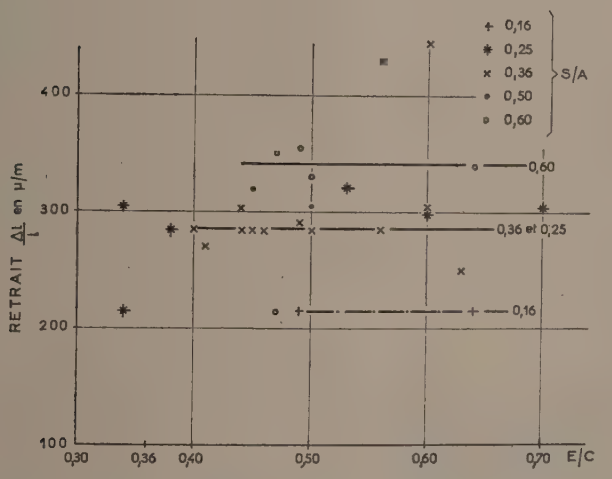


FIG. 66. — **Retrait en fonction de S/A pour C/C + A constant ≃ 0,17 en fonction de E/C.**

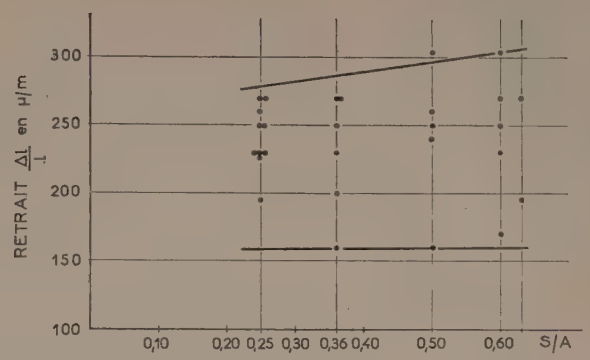


FIG. 67. — **Retrait en fonction de S/A pour C/C + A constant ≃ 0,10 en fonction de E/C.**

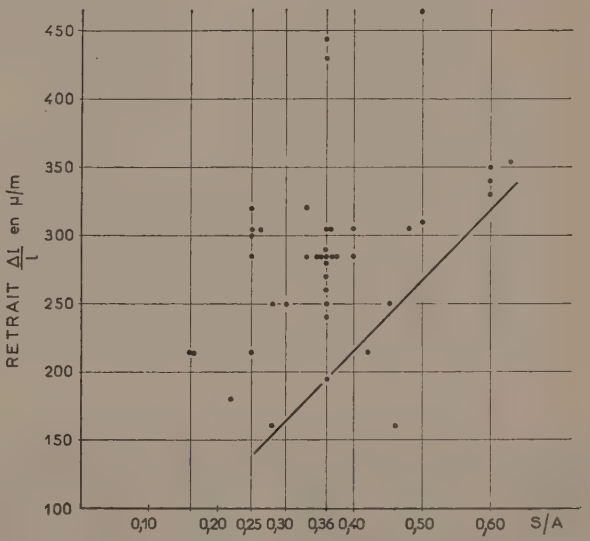


FIG. 68. — **Retrait en fonction de S/A pour C/C + A constant ≃ 0,17.**

chantier, dans les limites raisonnables d'emploi de E/C, le retrait soit beaucoup influencé par ce facteur.

Nous avons alors examiné la variable S/A, et nous avons opéré les groupements pour chacun des principaux dosages en ciment, sans nous soucier des valeurs E/C. Nous obtenons la figure 67 relative au dosage 0,10 : aucune influence de la granulométrie : tous les retraits sont compris entre 160 et 300 microns par mètre (même on pourrait restreindre l'intervalle à 160-270), mais il n'en est pas de même pour les autres dosages : les figures 68 et 69 montrent que le retrait augmente avec le rapport S/A. Pour le dosage de 0,17, la limite inférieure de nos valeurs de retrait augmente considérablement avec S/A puisqu'elle passe de 160 pour 0,28 à 350 pour 0,63, mais on ne peut pas affirmer la même chose pour la limite supérieure ou du moins l'augmentation est moins marquée. Pour le dosage en ciment 0,25, nous avons la même tendance, mais nous avons moins de points mesurés et les chiffres que nous avançons sont donc incertains, mais l'augmentation du retrait pourrait être de 20 % pour la limite inférieure et de 10 % pour la limite supérieure quand S/A passe de 0,16 à 0,60.

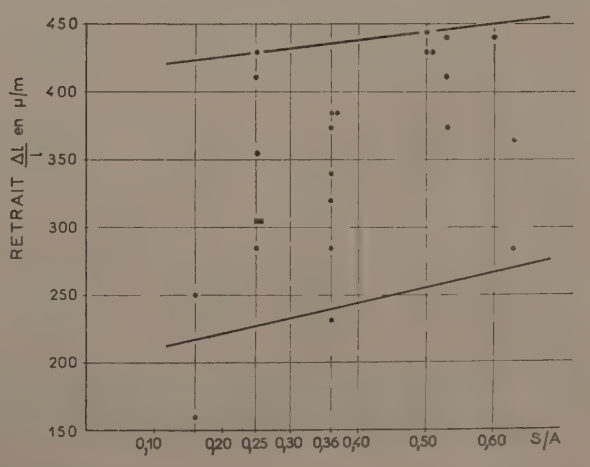


FIG. 69. — **Retrait en fonction de S/A pour C/C + A ≃ 0,25.**

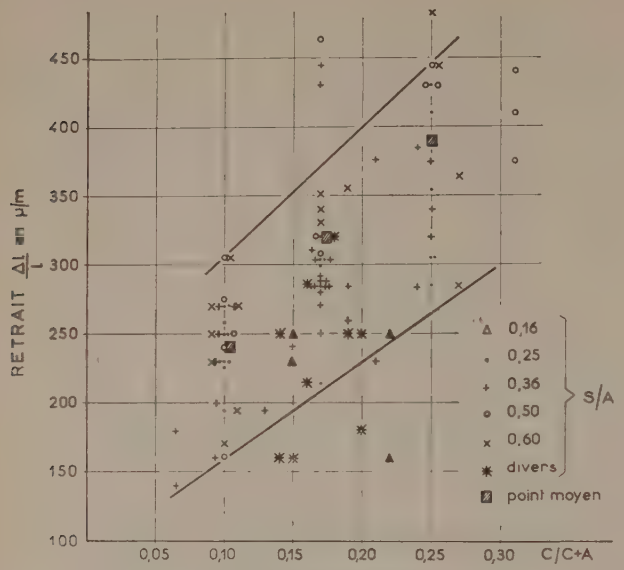


FIG. 70. — **Retrait en fonction de C/C + A.**

Nous avons regardé comment le retrait variait avec le dosage en ciment; sur la figure 70, nous avons porté les valeurs en fonction de C/C+A, sans les différencier par leur E/C. Les points sont compris entre deux droites parallèles assez fortement inclinées, qui montrent bien l'augmentation moyenne du retrait avec le dosage. Malheureusement, la dispersion fait que l'on observe des valeurs de retrait qui se recouvrent; toutefois, on peut dire :

pour $\frac{C}{C+A} = 0{,}10$, le retrait varie de 160 à 300 μ/m.
— $= 0{,}17$, — de 200 à 350 μ/m.
— $= 0{,}25$, — de 280 à 450 μ/m.

Nous avons de nombreuses mesures pour les trois dosages principaux en ciment, et nous avons calculé les moyennes avec les écarts quadratiques moyens, on trouve :

pour $\frac{C}{C+A} = 0{,}10$ retrait moyen de 240 ($\sigma = 36$)
— $= 0{,}17$ — de 310 ($\sigma = 52$)
— $= 0{,}25$ — de 390 ($\sigma = 58$)

ce qui, pour un intervalle de $\pm 2\,\sigma$ (intervalle que l'on dépassera cinq fois sur cent) donne des valeurs de retrait :

pour $\frac{C}{C+A} = 0{,}10$, retrait de 170 à 310
— $= 0{,}17$, — de 210 à 410
— $= 0{,}25$, — de 280 à 500

Si nous coïncidons bien pour les limites inférieures, avec les valeurs que nous avons écrites un peu plus haut, il n'en est pas de même pour les limites supérieures, qui sont supérieures maintenant de 50 μ/m environ. Cela provient de ceci : il y a quelques valeurs très élevées de retrait, dont nous n'avons pas tenu compte en traçant sur le graphique 70 notre limite supérieure. Nous ne pouvons dire que ces points soient aberrants, mais ils paraissent si éloignés des autres, qu'il serait utile de les vérifier.

Quelques points se trouvent également en dessous de la limite inférieure, mais ils proviennent de granulométries très chargées en graviers et celles-ci ont toujours eu des valeurs plus faibles que les autres, dans toutes les caractéristiques.

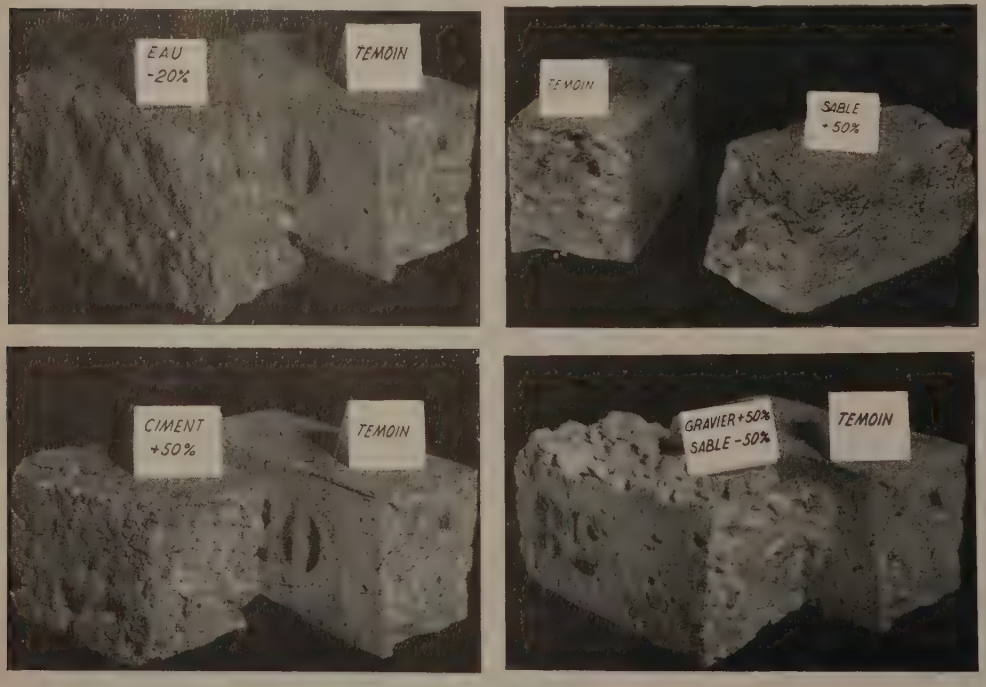


FIG. 71. — **Aspect de quelques ruptures de prismes à la flexion classées d'après les erreurs systématiques sur un seul constituant.**

Nous aurions aimé reproduire les mêmes graphiques résumés que pour la compression, mais la dispersion ne permet pas de tracer des courbes d'égal retrait.

Tous les résultats précédents sont relatifs aux bétons à granulométries continues. Nous n'avons pas de mesures pour les autres bétons, sauf pour ceux confectionnés sans S_3. Ces dernières valeurs paraissent du même ordre que celles obtenues sur les bétons homologués (même S/A, même C/C + A), nous avons trop peu de résultats pour en déduire une moyenne, et la dispersion peut masquer une influence réelle mais de faible amplitude.

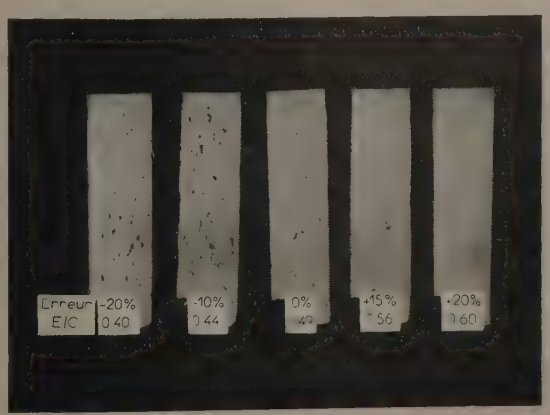
Nous avons également photographié un certain nombre de prismes, existant encore d'ailleurs, et servant aux mesures de retrait, pour montrer l'aspect un peu particulier de certains bétons extrêmes (fig. 71 à 73). La figure 71 reproduit la rupture de quatre prismes de ces bétons extrêmes. La figure 72 groupe les bétons d'après les erreurs systématiques sur l'eau, le ciment, le gravier ou le sable;

ASPECTS ET CARACTÉRISTIQUES DE CERTAINS BÉTONS

Classement d'après les erreurs systématiques

FIG. 72.

Retrait en μ/m	Rf en kg/cm²	R_c prismes	$R_c - 3\sigma$ en kg/cm² cylindres	R_c cylindres	Compacité	Masse volumique théorique	E/C	S/A	C/(C + A)
1. Sur l'eau (fig. 37 et 56).									
285	85	483	310	600	0,99	2,420	40	36	17
305	87	388	380	490	1	2,401	44	36	17
285	70	428	330	392	1	2,370	49	36	17
285	58	357	290	362	1	2,339	56	36	17
445	60	284	190	250	1	2,309	60	36	17
2. Sur le ciment (fig. 38 et 57).									
375	91	481	500	538	1	2,398	33	36	25
230	69	430	430	551	0,96	2,396	37	36	21
285	70	428	330	392	1	2,370	49	36	17
240	65	331	150	270	1	2,337	57	36	15
270	54	303	190	234	1	2,359	80	36	10
180	26	119	110	130	1	2,341	127	36	6



1



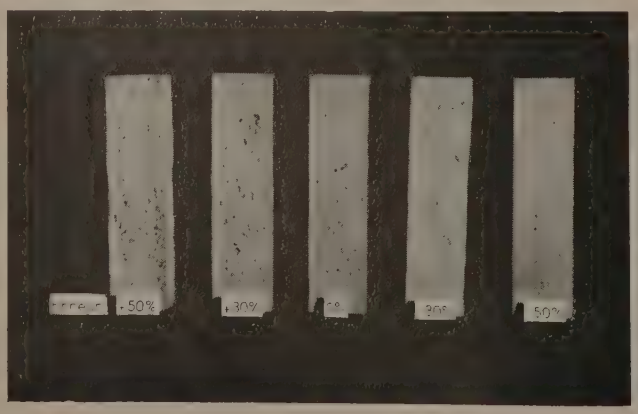
2

ASPECTS ET CARACTÉRISTIQUES DE CERTAINS BÉTONS

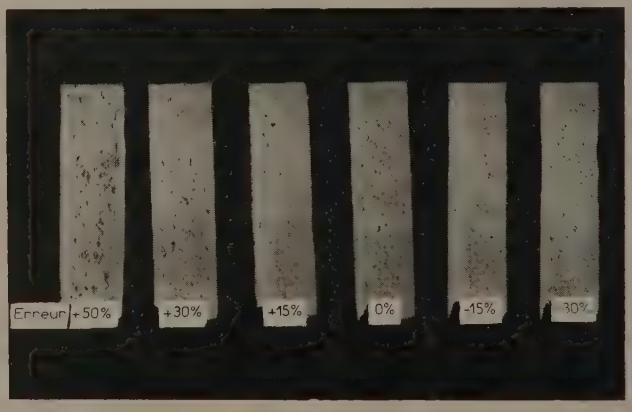
Classement d'après les erreurs systématiques

FIG. 72.

Retrait en μ/m	Rf en kg/cm²	R_c prismes	$R_c - 3\sigma$ en kg/cm² cylindres	R_c cylindres	Compacité	Masse volumique théorique	E/C	$\frac{S}{A}$	$\frac{C}{C+A}$
			3. Sur le sable (fig. 40 et 58).						
160	67	365	240	498	0,95	2,400	49	46	15
215	77	409	450	515	1	2,390	49	42	16
285	70	428	330	392	1	2,370	49	36	17
250	67	408	280	383	1	2,350	49	28	19
180	68	343	200	309	1	2,340	49	22	20
			4. Sur le gravier (fig. 39 et 59).						
160	—	—	170	429	0,98	2,410	49	28	14
250	78	426	330	469	1	2,400	49	30	15
285	62	427	300	360	1	2,380	49	33	16
285	70	428	330	392	1	2,370	49	36	17
285	59	348	320	370	1	2,353	49	40	19
250	65	364	270	412	1	2,330	49	45	20



3



4

ASPECTS ET CARACTÉRISTIQUES DE CERTAINS BÉTONS

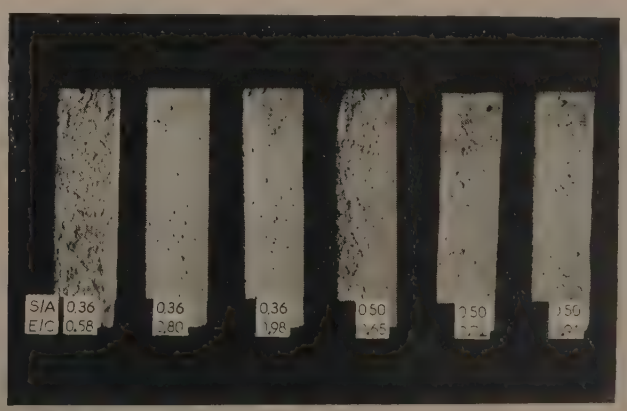
Classement de la fig. 45.

FIG. 73.

Retrait en μ/m	Rf en kg/cm²	R_c prismes	$R_c - 3\sigma$ en kg/cm² cylindres	R_c cylindres	Compacité	Masse volumique théorique	E/C	$\frac{S}{A}$	$\frac{C}{C+A}$
				(45 *a*).					
230	21	67	20	91	0,77	2,458	48	25	10
230	28	104	100	142	0,81	2,441	51	25	10
230	51	283	180	273	0,88	2,398	66	25	10
195	42	263	60	186	0,96	2,380	72	25	10
260	49	280	140	240	0,98	2,369	76	25	10
				(45 *b*).					
270	67	365	310	362	0,94	2,417	58	36	10
270	54	303	190	234	1	2,356	80	36	10
160	36	173	110	157	0,98	2,320	98	36	10
240	57	256	280	329	0,95	2,402	65	50	10
270	58	247	200	245	0,97	2,380	72	50	10
250	43	187	120	157	0,97	2,333	91	50	10



a



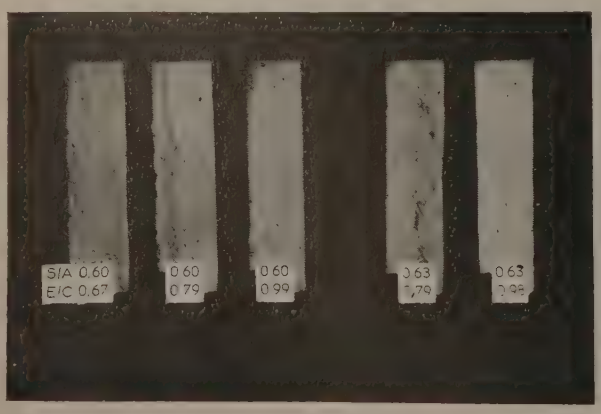
b

ASPECTS ET CARACTÉRISTIQUES DE CERTAINS BÉTONS

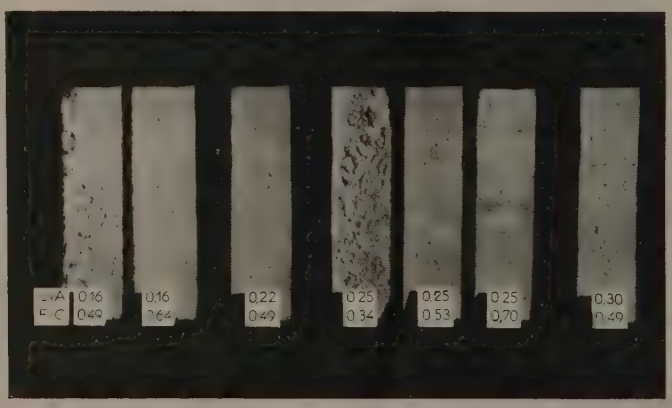
Classement de la fig. 45.

FIG. 73.

Retrait en μ/m	Rf en kg/cm²	R_c prismes	$R_c - 3\sigma$ en kg/cm² cylindres	R_c cylindres	Compacité	Masse volumique théorique	E/C	$\frac{S}{A}$	$\frac{C}{C+A}$
				(45 *c*).					
305	42	201	170	249	0,91	2,390	67	60	10
230	50	291	150	222	1	2,350	79	60	10
170	20	75	60	70	0,95	2,301	99	60	10
195	46	188	120	150	0,95	2,348	79	63	10
270	35	144	100	140	0,98	2,228	98	63	10
				(45 *d*).					
215	62	395	110	299	0,96	2,390	0,49	0,16	0,15
215	53	263	70	220	1	2,320	64	16	15
180	68	343	200	309	1	2,340	49	22	20
305	37	148	70	202	0,86	2,457	34	25	17
320	58	356	220	259	1	2,341	53	25	17
305	47	216	80	135	1	2,228	70	25	17
250	78	426	330	469	1	2,400	49	30	15



c



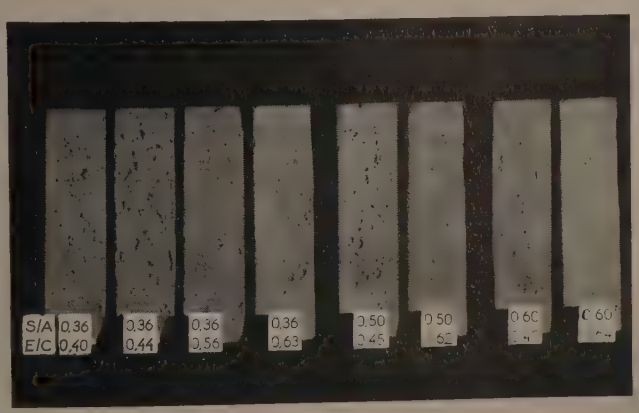
d

ASPECTS ET CARACTÉRISTIQUES DE CERTAINS BÉTONS

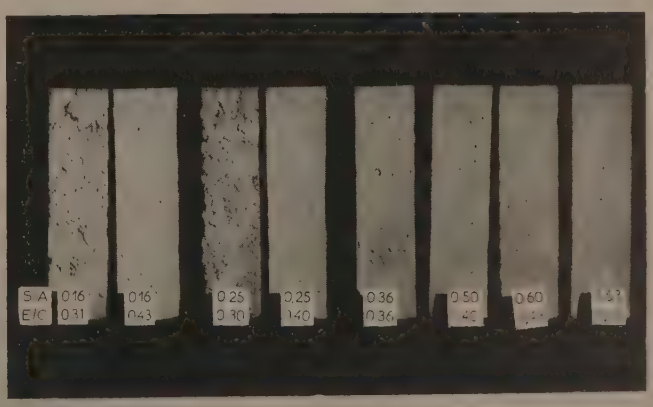
Classement de la fig. 45.

FIG. 73.

Retrait en μ/m	Rf en kg/cm²	R_c prismes	$R_c - 3\sigma$ en kg/cm² cylindres	R_c cylindres	Compacité	Masse volumique théorique	E/C	S/A	C/C + A
				(45 *e*).					
285	85	483	310	600	0,99	2,420	40	36	17
305	87	388	380	490	1	2,401	44	36	17
285	58	357	290	362	1	2,339	56	36	17
305	62	334	220	247	1	2,304	63	36	17
320	73	398	340	429	0,98	2,391	45	50	17
465	50	235	200	270	1	2,308	62	50	17
350	61	367	330	440	0,97	2,979	47	60	17
340	54	252	130	195	1	2,296	64	60	17
				(45 *f*).					
160	64	427	130	393	0,94	2,430	31	16	25
250	71	438	270	394	1	2,360	43	16	25
285	36	123	0	367	0,87	2,412	30	25	25
355	66	368	190	301	1	2,347	40	25	25
320	80	505	430	467	1	2,371	36	36	25
430	71	462	360	404	1	2,351	40	50	25
530	65	457	370	419	1	2,320	43	60	25
365	71	387	260	360	1	2,304	43	63	25



e



f

ces photos correspondent exactement aux graphiques 38 à 41 (compression sur cylindres) et 56 à 59 (prismes en flexion et en compression).

La figure 73 est relative aux groupements :

— bétons à dosage en ciment de 0,10
influence du E/C pour divers S/A

ces bétons sont ceux du graphique 45 (cylindres) :

— bétons à $\frac{C}{C+A} = 0{,}17$ pour lesquels l'influence du E/C est montrée pour diverses granulométries (S/A différents); ce sont les bétons de la fig. 43 (cylindres);

— bétons à $\frac{C}{C+A} = 0{,}25$ — ces bétons comportent divers E/C et S/A. Ce sont les bétons de la fig. 48 (cylindres) pour montrer à E/C égal, l'influence de la granulométrie.

2,30. Corrélations.

De très nombreuses corrélations peuvent être étudiées, pour lier les différents paramètres que nous avons été amenés à faire varier. Sur le *béton frais*, nous avons déjà examiné l'écart systématique entre les déterminations de la quantité d'eau par tamisage et celles par brûlage, la liaison possible entre les résultats donnés par les six méthodes d'ouvrabilité; nous n'avons pas recherché la corrélation possible entre toutes ces mesures, car les dispersions sont grandes et nous ne pouvons pas aboutir à définir une relation.

Sur le *béton durci*, nous avons calculé quelques rapports de résistances à la compression, entre cylindres et bouts de prismes et également entre résistances à la flexion et résistances à la compression.

Rapport des résistances à la compression sur cylindres et sur bouts de prismes à 28 j.

Nous avons calculé ce rapport pour les cent trente-cinq séries de prismes. On obtient une valeur moyenne de 0,90, légèrement supérieure à celle obtenue sur les témoins (0,87). Cette valeur s'accompagne d'une grande dispersion, puisque ce rapport s'étend de 0,60 à 1,42 et que une fois sur quatre, il est supérieur à l'unité. Ce rapport varie avec la résistance du béton, et nous avons trouvé les valeurs suivantes, d'après les classes de résistance à 7 j du béton :

de 0 à 100 kg/cm²	(7 résultats)	—	0,90
de 100 à 200 kg/cm²	(29)	—	0,90
de 200 à 300 kg/cm²	(34)	—	0,85
de 300 à 400 kg/cm²	(40)	—	0,92
de 400 à 500 kg/cm²	(20)	—	1,01

Pour les grandes résistances, les deux essais donnent des valeurs moyennes de compression qui sont égales, puis le rapport décroît avec la résistance, mais pour les bétons en dessous de 200 kg/cm², le rapport est constant et égal à la moyenne générale : en réalité, pour les bétons en dessous de 100 kg/cm², nous avons peu de résultats, car nous avons souvent constaté que nous pouvions réaliser des cylindres, alors que nous ne pouvions plus mettre en place le béton dans les moules prismatiques (bétons trop graveleux ou trop secs); nos sept résultats couvrent tout l'intervalle de dispersion et il serait possible que la valeur du rapport augmente à nouveau, quand la résistance diminue. Toutefois, la dispersion est grande et elle cache la variation : seule la valeur moyenne générale doit donc être retenue.

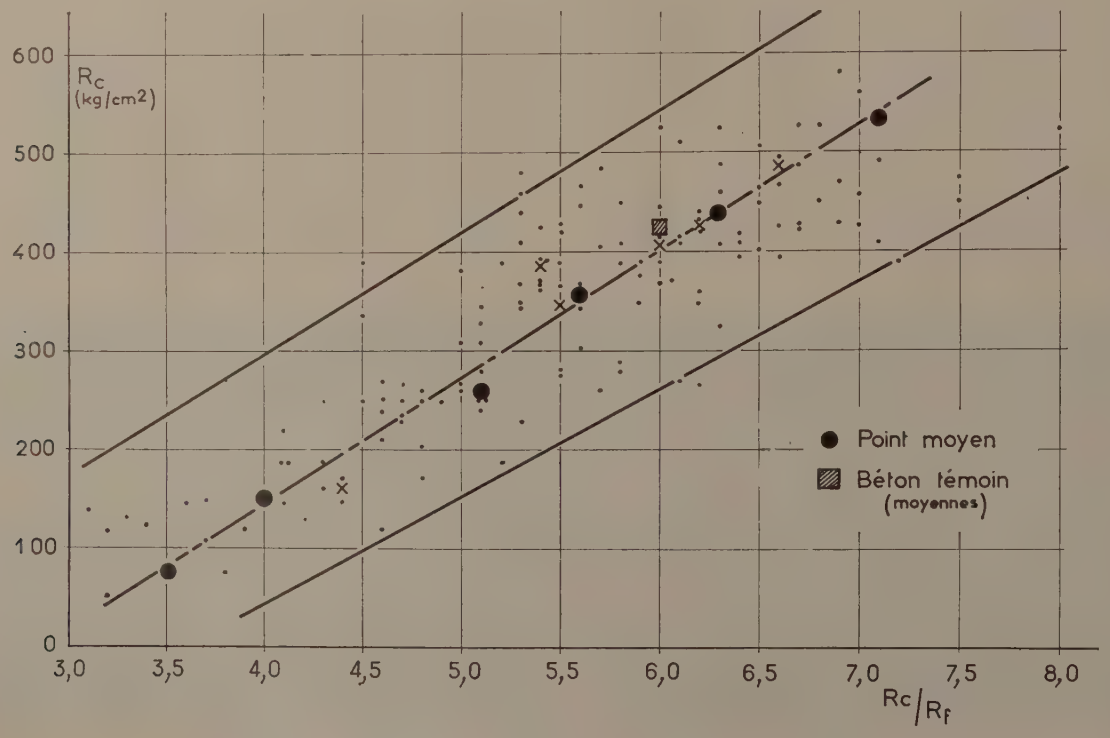


Fig. 74. — Variation du rapport des résistances à la compression et à la flexion à 28 j en fonction des résistances à la compression à 28 j sur prismes.

Résistances à la compression et à la flexion sur prismes.

Ces rapports ont été établis pour les trois âges de 7, 28 et 90 j. Leurs valeurs moyennes ressortent à :

7 j = 5,2
28 j = 5,5
90 j = 5,7

Elles sont plus faibles que celles observées sur les bétons témoins; bien que la dispersion soit grande (le rapport à 28 j a pour intervalle de variation 3,1 à 8,1) il semble que le rapport augmente avec la résistance du béton (fig. 74). Le graphique ne permet que de constater ceci : d'une manière générale, aux plus petites valeurs en compression correspondent les plus petites valeurs de flexion et de même pour les très grandes valeurs.

Mais si l'on répartit les résultats du rapport à 28 j d'après les classes de résistances du béton à 28 j en compression sur prismes, on observe ceci :

Pour les résistances

inférieures à :	100	kg/cm²,	rapport moyen	= 3,5
comprises entre	100 et 200,	—	—	= 4
—	200 et 300,	—	—	= 5,1
—	300 et 400,	—	—	= 5,6
—	400 et 500,	—	—	= 6,3
supérieure à	500	—	—	= 7,1

Tableau n° 11

RAPPORTS MOYENS DES RÉSISTANCES ENTRE ELLES

RAPPORTS CALCULÉS	BÉTONS TÉMOINS	AUTRES BÉTONS
1) Résistance à la compression sur cylindres.		
rapport 7 jours/28 jours.	0,77	0,79
2) résistance à la compression sur bouts de prismes.		
rapport 7 jours/28 jours.	0,82	0,81
rapport 28 jours/90 jours.	0,91	0,87
rapport 7 jours/90 jours.	0,745	0,705
3) Résistance à la flexion.		
rapport 7 jours/28 jours.	0,83	0,85
rapport 28 jours/90 jours.	0,95	0,93
rapport 7 jours/90 jours.	0,79	0,79
4) Rapport : résistance à la compression sur résistance à la flexion (prismes).		
7 jours.	5,8	5,2
28 jours.	6	5,5
90 jours.	6,2	5,7
5) Résistance à la compression : rapport cylindres/bouts de prismes.		
à 28 jours.	0,87	0,90

Étant donnée la dispersion, ces valeurs ne sont pas statistiquement différentes, mais il y a quand même une certaine probabilité pour que le rapport varie avec la résistance. D'autre part, ceci permettrait d'expliquer pourquoi les moyennes obtenues sont plus faibles que celles calculées sur les bétons témoins : les résistances moyennes de ceux-ci les situent aux environs de 6 en effet : il y aurait alors coïncidence.

Nous n'avons pas recherché l'influence des rapports S/A, C/C+A ou E/C sur la valeur du rapport des résistances à la compression et à la flexion.

Nous avons résumé dans le tableau n° 11, les différentes valeurs moyennes de corrélation que nous avons calculées pour les résistances entre elles.

Nous aurions pu chercher les corrélations des résistances avec le retrait, ou des liaisons entre les caractéristiques du béton frais et celles du béton durci : nous avons pensé que la grande dispersion accompagnant ces mesures rendait ces liaisons peu apparentes, même si elles existent réellement et nous n'avons pas poursuivi plus loin. Toutefois, tous nos résultats sont à la disposition des personnes qui seraient tentées par ce genre de calculs.

III. CONCLUSIONS

Elles seront très rapides, car nous n'avons pas l'intention de résumer ici toute notre expérimentation, nous ne relèverons donc que quelques points intéressants.

3,1. Dispersion.

Nous avons confectionné d'une manière un peu industrielle de nombreux bétons et si, dans une gâchée, nous avons pu réduire la dispersion à une valeur très acceptable, nous ne sommes pas parvenus à réaliser, à coup sûr, deux ou plusieurs gâchées semblables du même béton, d'où les dispersions entre gâchées, que tous les essais ont mis en évidence. Cette dispersion est très gênante, puisqu'elle empêche de se rendre un compte très exact des influences des variations volontaires de compositions des bétons sur leurs différentes caractéristiques. A quoi peut-elle être due? peut-être à des variations de composition des granulats élémentaires, surtout dans les sables fins : l'écoulement dans les silos n'est pas parfait; le sable coule en laissant contre les parois en tôle une sorte de gaine de grains, qui s'écroule par moments, modifiant ainsi la courbe granulométrique dans les très fins. Nous avons fait, en effet, quelques constatations, rassurantes par ailleurs, dans nos bétons témoins : certaines séries présentent des variations par rapport aux autres, et se classent systématiquement distinctes, dans toutes leurs caractéristiques (résistance, analyse, rhéologie), toutes les variations étant cohérentes : ceci indique bien une composition légèrement différente, et peut-être la variation des fines peut-elle expliquer ces écarts.

3,2. Analyse du béton frais.

La méthode de tamisage dans l'eau a fourni pour tous les bétons des valeurs différentes des théoriques, plus de ciment et moins d'eau, et également une masse volumique plus importante.

Les résultats sont dispersés, mais pas plus que ceux relatifs à d'autres caractéristiques (compression par exemple).

Pour une application plus précise et plus satisfaisante de cette méthode, il faut déterminer sur les échantillons de sable, gravier et ciment prélevés en même temps que le béton frais, les masses volumiques réelles et apparentes. Les pesées doivent être exécutées avec grand soin : dans les pesées dans l'eau, il faut veiller à ne pas perdre de ciment et à bien désaérer le béton mis dans l'eau.

Enfin, il ne faut pas oublier que la méthode s'applique à un béton supposé plein et donne la composition de ce béton plein, une mesure de masse volumique réelle doit précéder le tamisage dans l'eau : car si la composition en pourcentages est donnée à nouveau avec exactitude, celle en poids est sujette à caution, si le béton mis en œuvre n'est pas plein.

La méthode de brûlage par l'alcool conduit à des quantités d'eau assez proches des valeurs théoriques; le procédé d'essai doit être observé, car les résultats varient quelque peu avec la méthode : poids du prélèvement, nombre et durée de brûlages. On peut également remonter à la quantité de ciment et à la composition granulométrique du béton. C'est une opération longue, mais intéressante.

Les quantités d'eau obtenues par les deux méthodes d'analyse sont systématiquement distinctes, mais quelles raisons physiques en donner? prélèvement, procédé d'essai, erreurs?

3,3. Mesures rhéologiques.

La dispersion constatée fait que l'on ne peut ajouter beaucoup de confiance à une seule mesure. Plusieurs mesures avec plusieurs appareils sont nécessaires, mais c'est une solution bien compliquée. Il semble plutôt qu'il ne faille pas trop demander aux essais rhéologiques, éviter des classements rigoureux, d'après l'observation de quelques chiffres et penser souvent aux limites d'emploi des différentes méthodes : la plupart des essais sont sensibles à l'excès d'eau (essai d'affaissement, mesure d'enfoncement à la bille, rigidimètre) une est sensible au manque d'eau (essai de moulage). L'essai de densité ou facteur de compacité différencie bien bétons secs et bétons mouillés, mais ne permet pas les classements intermédiaires. L'essai d'étalement nous a paru peu sensible. Dans le cas de bétons chargés en gravier, ou pauvres en ciment, ces méthodes ne donnent guère de bonnes appréciations.

D'une manière générale, nous pensons que ces méthodes peuvent être d'excellentes sonnettes d'alarme, en ce sens qu'elles peuvent prévenir d'un excès ou d'un manque d'eau (suivant la méthode choisie), par rapport à un témoin défini, mais qu'il ne faut pas vouloir en tirer des conclusions pour de faibles variations autour du témoin; dans ce cas là, elles perdent un peu de leur utilité : toutefois elles remplacent par un chiffre ce que l'on peut pressentir à la vue. Peut-être les méthodes sont-elles plus précises dans le domaine des bétons soigneusement dosés de laboratoires, mais dans le cas de bétons en série, avec des mesures soigneusement mais rapidement faites comme sur un chantier, nous ne pouvons prétendre à une précision mettant en évidence de faibles variations de composition.

3,4. Résistances.

Des résistances, nous ne retenons que le fait des erreurs de dosage en eau; à partir d'un béton témoin honnête, mettre plus d'eau n'amène pas des catastrophes, les résistances tombent assez lentement, mais mettre moins d'eau peut être par contre très grave. Pour obtenir des résistances plus élevées, il faut diminuer la quantité d'eau, et il arrive un moment où les moyens de mise en œuvre ne sont plus suffisants pour réaliser un béton homogène et le mettre correctement en œuvre : on obtient à la fois d'excellentes résistances et de très mauvaises suivant le prélèvement; il est dangereux de se placer assez près de cette limite, car on court un risque important; il vaut mieux réaliser un béton de performances moins élevées mais plus constantes.

Des bétons trop chargés en graviers ne permettent pas d'atteindre des résistances élevées, même avec de très forts dosages en ciment, et alors ils ne sont pas intéressants du point de vue économique.

L'augmentation de sable peut être préjudiciable si elle ne s'accompagne pas d'une augmentation raisonnable de la quantité d'eau; l'accroissement des éléments très fins du sable est gênant, car il conduit à des chutes de résistance, dans les bétons fortement et moyennement dosés en ciment.

3,5. Retrait.

Les études sur le retrait conduites un peu industriellement, amènent à des conclusions que nous essayons de vérifier sur des bétons de laboratoires : faible influence du rapport eau /ciment, au moins dans les limites usuelles d'utilisation, forte influence du dosage en ciment par contre; l'augmentation de ce dosage conduit à des retraits plus importants. L'influence de la quantité de sable est légère; les bétons plus chargés en sable ont un peu plus de retrait mais surtout, les bétons très chargés en cailloux ont des retraits faibles.

Nous voulons insister à nouveau sur le fait que les valeurs données dans cet exposé sont relatives aux granulats de la région de Seine et que certaines limites ne peuvent être valables que pour les moyens de mise en œuvre utilisés ici. Elles ne sauraient être appliquées à d'autres granulats ou à d'autres moyens de mise en place sans précautions ni vérifications. Nous n'avons pas donné le détail de tous les résultats, car ils sont particulièrement encombrants, mais ils sont réunis dans un grand tableau d'une quinzaine de feuillets doubles, les bétons étant classés comme nous l'avons indiqué; ces résultats sont à la disposition des personnes intéressées, au *Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics.*

L'exposé précédent relate un long travail qui a été mené à bien par l'équipe entière de recherches du service matériaux, et je suis heureux de les féliciter publiquement pour la tâche ardue et parfois fastidieuse qu'ils ont accomplie avec soin, dévouement et conscience.

DISCUSSION

M. le Président. — Je remercie d'abord M. Vironnaud de la conférence très intéressante et très documentée qu'il nous a faite ce soir. Combien avez-vous gâché de cylindres ?

M. Vironnaud. — Trois mille.

M. le Président. — En mètres cubes ?

M. Vironnaud. — 200 l multipliés par deux cent cinquante gâchées, soit 50 m³.

M. le Président. — Maintenant la discussion est ouverte.

M. Vallette. —Les résultats que vous avez obtenus sont extrêmement précieux et m'intéressent au plus haut point, car j'avais fait en 1940 une étude s'y rattachant, sur les variations de la résistance en fonction, d'une part, du dosage, et d'autre part, du rapport gravier/sable.

Je crois que tous les résultats de cette sorte peuvent se prévoir, ou s'analyser, avec la loi de R. Feret.

C'est ce que j'avais fait dans mon étude publiée dans les *Annales des Ponts et Chaussées* d'avril 1940.

La première recherche portait aussi sur des compositions 800/400 et la relation entre la résistance et le dosage était, avec la formule de Feret-Bolomey, pour des bétons de gravillon, pleins et à 91 l d'eau de mouillage pour les granulats :

$$R = K\left(\frac{C}{91 + 0{,}236} - 0{,}50\right)$$

On avait des relations analogues pour les bétons de cailloux 800/500, ou plein, ou creux, ou à mortier creux (petits dosages) et d'autres relations pour les bétons à rapports G/S, et dosages variables, pleins, creux ou à mortier creux permettant de prévoir les conséquences des variations de ces facteurs.

M. Duriez avait bien voulu faire, pour ces dernières compositions, quelques essais qui montrèrent un accord suffisant avec ces lois.

Mes conclusions d'alors sont à l'origine des études que j'ai faites par la suite sur les bétons. Il faut citer les recherches antérieures de R. Feret (A. P. C., 1892) et de M. Coyne (Ass. Int. Pt et C. Congrès de 1936) portant sur des mélanges à rapport C/E constant (même résistance) : pâte pure et mortiers avec C/E = 2,38 dosages 1365 à 636 kg, compacité 0,43 à 0,73, résistance environ 350 kg et 8 bétons C/E = 1,33, dosages 450 à 200 kg, compacité 0,65 à 0,84, résistance environ 200 kg. Ces résultats sont remarquables.

Pour la consistance et la maniabilité, jugeant en ouvrier du béton, j'estime qu'il faut toujours faire un béton très maniable, pour une mise en œuvre facile, afin d'obtenir le meilleur moulage, et que cela se voit. L'eau en excès ne reste pas.

Déjà Alexandre en 1890 (A. P. C., sept. 1890) recommandait un excès plutôt qu'une insuffisance d'eau, ce que confirme R. Feret, la plasticité étant à juger à l'aspect, la sonde n'indiquant pas la liaison des éléments, la ressuée de lissage... ; l'eau en excès s'évacue. M. Coyne (A. I. P. C., 1936) insiste sur la nécessité de déterminer le mélange pour les conditions exactes de la pratique, la maniabilité ne pouvant être jugée qu'au moment de l'emploi, *à vue, aucune machine ne remplaçant à cet égard un œil exercé ;* la résistance en œuvre est très supérieure à celle de l'éprouvette, l'eau se décantant dans les premières heures. A l'Oued Foddah 25 % de l'eau était expulsée, l'excès facilitait la mise en œuvre sans nuire, au contraire, aux qualités du béton (Voir aussi Oued Foddah, A.P.C., avril 1935).

M. Freyssinet (G. C. 21 juillet 28) avait déjà fait cette remarque en citant la méthode de décantation par choc de Considere, l'application faite aux ponts sur l'Allier dès 1907-1908 et le brevet Limousin de 1917, et ses applications, pour l'emploi de bétons fluides avec élimination de l'excès d'eau.

M. le Président. — Dans notre étude, on peut vous garantir que toute *l'eau de gâchage est restée*, étant donné que nous avons travaillé dans des moules fermés.

M. Vallette. — Il en est différemment au chantier, et je l'ai constaté notamment au pont-rail d'Orléans où l'eau coulait en rivière sans d'ailleurs entraîner de laitance, le béton en place était très ferme et on ne pouvait y enfoncer une barre.

L'eau se décante même dans une auge de gâchage et le béton est très ferme au fond, on peut citer aussi le cas du béton immergé, des injections et des enduits.

Il n'est d'ailleurs pas souvent indiqué d'user d'un grand excès d'eau car, comme l'a montré M. Lardeur (*Ann. I. T. B. T. P.*, août 37) il suffit d'un ou de quelques litres d'eau au mètre cube pour transformer en consistance facile une consistance trop ferme, mais il est essentiel pour cela que le béton soit sans vide et bien composé. C'est par la composition qu'on réduit le rapport E/C et non par la consistance.

Enfin, ce qui est à craindre dans une variation de composition, c'est l'accroissement des vides qui pourrait atteindre 50 l, j'ai indiqué dans un exemple comment y parer (*Revue des Matériaux*, nos 4 et 5 de 1954).

Je voudrais parler aussi des compositions car il ne faut pas laisser l'impression qu'il existe le moindre doute sur la solution.

La question est absolument résolue et il n'y a pas à se référer à diverses propositions pour un béton gravier-sable : il n'y a dans chaque cas qu'une seule solution du meilleur béton, et on l'obtient facilement en réalisant la composition à minimum de sable pleine et ouvrable dans les conditions d'emploi.

Cette composition est fournie par une détermination expérimentale, jugeant le remplissage et l'ouvrabilité, et basée sur les conditions du chantier : moule, ferraillage, transport, moyen de serrage, qui est parfaitement mise au point au Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics (qui en a fait des milliers) et où une démonstration est très profitable.

Le minimum de sable peut d'ailleurs être élevé suivant les conditions et les granulats :

Pont de Var, béton à 400 kg. Au wagonnet : sable 285 l, gravier 1 000, eau 165 l. A la pompe, *sable* 515, *gravier* 690, *eau* 198 l. *A Pompadour :* béton à 400 kg *très ferraillé*, sable 620, gravier 565.

Je voudrais que chacun acquière par lui-même (et non par mon affirmation) la conviction qu'il n'y a aucune incertitude au sujet du béton à minimum de sable ; cela revient à dire que le béton plein ouvrable qui a le mortier le plus riche est le meilleur, et cela peut paraître une naïveté. En accord avec la loi de Feret, c'est le plus résistant, le moins poreux et perméable. D'autre part, parmi tous les bétons à minimum de sable, l'optimum est fourni par les granulats discontinus.

Tout cela avait été fixé dans un colloque, mais s'il en était besoin un nouvel échange de vue pourrait l'affirmer, pour ne plus le remettre en question.

La détermination de la composition du béton peut se faire au chantier mais le recours au laboratoire assure la détermination correcte de la meilleure composition, compte tenu de toutes les

conditions pratiques du chantier, avec la méthode (que chacun peut venir voir pratiquer) mise au point par les opérateurs en liaison avec M. Mercadié, Inspecteur de la S. N. C. F. qui en est le promoteur.

On utilise des moules et moyens correspondant à l'ouvrage, avec ou sans armatures, pour voile mince avec surfaçage divers; des tuyaux pour transport à la pompe etc...

On est absolument maître du béton pour l'ouvrabilité avec réglage de la ressuée par addition de sable fin, pour le lissage à la demande, le démoulage etc...

Il serait facile de fournir de nombreux exemples, mais nous ne le ferons pas pour ne pas allonger la discussion.

M. le Président. — Merci M. Vallette de vos observations très intéressantes.

M. Toutlemonde. — Je voudrais savoir comment les éprouvettes étaient conservées avant de passer aux essais mécaniques à 28 j d'âge.

M. Vironnaud. — Les éprouvettes étaient conservées à 98 % d'hygrométrie, dans une salle à température constante du laboratoire, tout en restant à l'intérieur des moules en carton.

M. le Président. — Nous avions donc le minimum de chances d'évaporation.

M. Mary. — Je voudrais signaler que nous avons mis au point, au laboratoire E. D. F. d'Albertville, un appareil pour mesurer la maniabilité des bétons, qui nous donne jusqu'ici toute satisfaction, tant au point de vue de la sensibilité qu'au point de vue de la fidélité des résultats.

Il comprend un cylindre vertical muni d'une ouverture rectangulaire à la base de la paroi, et donnant sur un couloir; le tout est placé sur une table vibrante. Sur le béton dont on a rempli le cylindre, on place une plaque munie d'une tige verticale pour la mesure de l'enfoncement. On met l'appareil en vibration, on ouvre la porte et on mesure le temps nécessaire au béton pour descendre d'une certaine hauteur. M. Vironnaud n'a pas parlé de cet appareillage.

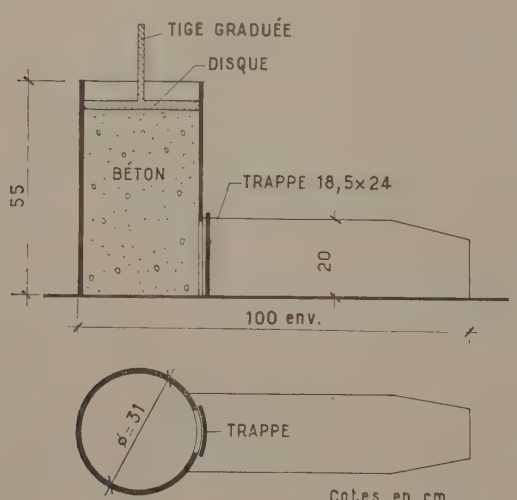


Fig. 75. — **Croquis d'un plasticimètre type E. D. F.**

M. le Président. — Nous l'avons au laboratoire, mais il était impossible d'utiliser toutes les méthodes existantes.

M. Mary. — Il semble que la sensibilité soit très satisfaisante, notamment pour les bétons un peu secs, alors que le slumptest ne donne plus rien de valable.

M. le Président. — L'expérience nous a montré que l'essai que vous avez décrit donne des résultats tout à fait comparables à ceux du Vébé.

M. Brenier. — Vous avez parlé d'un rapport de résistance à la compression sur résistance à la traction de l'ordre de 10. Avez-vous fait l'étude systématique de ces rapports pour les différents bétons ?

M. Vironnaud. — Non, j'ai pris les moyennes et j'ai donné le chiffre des deux moyennes.

M. Brenier. — Sur les chantiers, on obtient des rapports très supérieurs à 10, de l'ordre de 14.

M. Vironnaud. — C'est pour cela que j'ai cité le chiffre; l'étude détaillée pourra être faite (voir paragraphe 2,30 de la publication).

M. le Président. — Je ne crois pas qu'il faille prendre ces résultats comme base d'un principe général.

M. Brenier. — Il serait intéressant de savoir ce que devient le rapport pour les mauvais bétons et si les chutes de résistance à la traction correspondent à celles en compression.

M. le Président. — Nous pourrons essayer de dépouiller les résultats (voir paragraphe 2,30 de la publication).

M. Chapon. — On obtient des chiffres plus faibles avec de mauvais bétons. L'essai à la traction est considéré comme un essai plus sensible de la mauvaise qualité d'un béton.

M. Mary. — Est-ce que vous opérez avec une énergie constante de mise en œuvre ? tout varie, l'eau, le sable, le ciment, la plasticité aussi, mais vous avez certainement une constante ?

M. Vironnaud. — Le temps de séjour sur la table vibrante est de deux minutes. L'ensemble table-moule-béton pèse 550 à 600 kg et reçoit 3 400 vibrations/minute d'amplitude verticale 0,6 mm.

M. Mary. — Ceci peut expliquer peut-être le fait que, pour les bétons secs, ou les bétons trop chargés de graviers, la dispersion augmente énormément.

M. Vironnaud. — Il leur faudrait plus d'énergie de mise en place. De même pour le malaxage, nous avons été obligés de nous arrêter à la puissance de notre malaxeur.

M. Mondin. — Quelles sont les conclusions pratiques qu'on peut tirer de cette conférence ? Des courbes indiquent des limites inférieures et des limites supérieures pour le rapport E/C et pour le rapport S/A, on peut en tirer des conclusions.

M. le Président. — Les conclusions qu'on peut tirer sont, à mon avis, diverses.

La première, c'est que quoi qu'on fasse, et quoique l'on soigne la granulométrie, même en laboratoire, où on a la prétention de travailler mieux que sur un chantier, il est très difficile d'obtenir des bétons homogènes. Je ne veux pas dire que, dans une même gâchée, le béton n'est pas homogène, car il l'est en réalité; mais d'une gâchée à l'autre il est très difficile d'obtenir des bétons comparables, homogènes et ceci ne doit vraisemblablement provenir, ni du ciment, ni de l'eau, ni du malaxage, ni de la mise en place qui sont les mêmes, mais des fournitures en agrégats qui sont forcément dispersées, quoique venant de la même carrière. Et nous supposons, sans vouloir vous le confirmer aujourd'hui, que ces variations viennent surtout des fines des agrégats, celles dont, malheureusement, nous n'avons pas tenu un compte exact parce que nous ne nous doutions pas de leur importance quand nous avons commencé nos études.

Voilà donc le premier point : attention aux agrégats. Ils changent très souvent, il faut les vérifier, ils ne sont pas les mêmes d'un bout de la carrière à l'autre.

Sans cette conclusion on n'expliquerait pas comment nos gâchées témoins, faites toujours dans les mêmes conditions, ont pu montrer des variations aussi grandes.

La deuxième conclusion, c'est qu'effectivement, on peut représenter, d'une manière commode, l'influence des erreurs de granulométrie. Les erreurs inhérentes à la fabrication donnent des variations de résistance sous la forme d'une surface en cloche. Si cette surface en cloche était de révolution, on pourrait dire : on peut faire des erreurs dans tous les sens, les unes n'ont pas plus d'importance que les autres. Or, vous avez pu voir que dans les figures que vous a montrées M. VIRONNAUD, figures qui représentent la vue en plan de la carte géographique des lignes de niveau, que la surface n'est pas de révolution et beaucoup plus en pente du côté des S/A et des C/E faibles. Donc, il est beaucoup plus dangereux de faire des erreurs qui font diminuer la quantité d'eau ou la quantité de sable que lorsqu'elles les font augmenter, à partir de la composition théorique optimum.

Ceci veut dire que si on peut obtenir des bétons de performance, ceux-ci peuvent être dangereux si on n'a pas les possibilités, au chantier, de donner une discipline de fabrication telle qu'on ne risque pas des erreurs trop importantes dans le mauvais sens.

Donc, dans beaucoup de cas, il semblerait plus prudent de se tenir, pour obtenir des bétons moins dangereux, des bétons plus facilement utilisables, dans des régions de moindres performances, mais où des écarts dans toutes les directions sont possibles.

Il est difficile de pousser nos conclusions plus loin. Nous pensons recommencer des séries d'essais de ce genre avec d'autres types d'agrégats. Nous avons travaillé sur des sables de la région parisienne et nous obtiendrions peut-être des résultats différents en opérant sur des agrégats de concassage.

Je souhaite que nous puissions le faire; ce n'est pas sûr d'ailleurs, car vous devez bien vous douter que des études de ce genre ne sont pas bon marché et que, deuxièmement, il faut avoir à proximité un tonnage d'agrégats considérable. La chose était possible lorsqu'il s'agissait d'utiliser du silex de Seine, mais s'il fallait prendre des granits des Alpes ou du Massif Central, il faudrait pouvoir faire un approvisionnement tellement important que nous aurions du mal à le stocker.

Les autres conclusions que nous pouvons encore tirer de cette affaire, en dehors du danger d'un défaut de E/C, toutes choses égales, par ailleurs, et d'un défaut de sable, c'est dans les mesures que l'on fait couramment pour déterminer ce qu'on appelle l'ouvrabilité ou la maniabilité, et nous avons profité de ces essais pour comparer les différentes méthodes.

Nous avons constaté que les méthodes n'étaient pas effectivement comparables. Certaines méthodes conviennent fort bien pour des bétons très secs destinés à être vibrés, procédé Vébé, procédé de l'E. D. F., dont parlait M. MARY. D'autres méthodes sont très sensibles à l'excès de quantité d'eau. C'est l'essai d'affaissement. Les autres méthodes sont moins précises, comme l'essai d'étalement sur la table à secousses; nous pensons d'ailleurs que nous ne devons plus le recommander. La méthode du rigidimètre est extrêmement sensible à beaucoup de facteurs que les autres méthodes ne mettent pas en évidence et en particulier la rigidité du squelette dû à un excès de cailloux, ce qui rend le béton difficile à mettre en place.

Voilà donc, sur l'ouvrabilité les résultats que nous avons pu tirer. Cela doit permettre au constructeur de faire un choix entre les méthodes de contrôles au chantier, afin d'assurer justement, cette police de la bétonnière sans laquelle il est difficile de faire des bétons réguliers et avec des résistances suffisantes.

Un autre point sur lequel M. VIRONNAUD n'a pas beaucoup insisté, mais qui me semble tout de même mériter de retenir l'attention, se trouve dans les études qu'il a faites sur le retrait. Vous avez constaté que contrairement à ce que l'on dit souvent, l'augmentation de la quantité d'eau de gâchage n'augmente que très peu le retrait. Il y a une légende que j'entends depuis le début de ma carrière qui dit : Surtout n'augmentez pas la quantité d'eau de gâchage, vous allez avoir des ennuis avec le retrait et la fissuration. Il ne semble pas que ceci soit prouvé. D'ailleurs, ces expériences ne font que confirmer des essais que nous avons faits par ailleurs, et prochainement M. VIRONNAUD vous fera une conférence donnant les résultats de nos recherches d'une quinzaine d'années sur le retrait.

Au contraire, et vous avez pu le voir grâce aux courbes que vous a montrées M. VIRONNAUD, qu'un excès de dosage en ciment a une influence très importante sur le retrait et probablement que les dosages en ciment trop élevés donnent des bétons de retrait élevé.

Il ne semble pas, d'après ce que nous avons vu, qu'il soit souhaitable de faire habituellement des bétons dont les dosages dépassent 350 à 400 kg. D'ailleurs, vous avez vu que le fameux 400/800 + 350 kg de la région parisienne, qu'on voit sur tous les cahiers des charges de tous les architectes conduit en fait à 380 kg de dosage effectif en ciment.

Messieurs, voilà quelques conclusions. Pour l'instant il ne m'en vient pas d'autres à l'esprit. Je crois qu'il y a encore des quantités de choses à tirer et je vous demande de bien vouloir nous aider à le faire.

M. VALLETTE. — Je voudrais donner un renseignement qui peut expliquer les résultats trouvés pour les bétons témoins. Il est difficile d'avoir des prélèvements homogènes avec certains sables. J'ai, pour mes travaux, un sable composé de grains 4/6 mm et de grains très fins qui filtrent au fond du tas et j'ai des granulats très différents suivant le lieu de prise.

M. LE PRÉSIDENT. — Nos sables n'ont pas été conservés en tas, ils ont d'abord été tamisés et silotés, de telle manière qu'il ne pouvait pas y avoir de filtrage. La seule partie du granulat sur laquelle il est possible que nous ayons eu des erreurs, c'est justement les très fines pour lesquelles nous n'avons pas pris de précautions spéciales. Je crois d'ailleurs, que le travail que nous allons faire maintenant sera de rechercher l'influence de ces fines et de ces surfines sur les résistances.

M. MARY. — Cette influence des fines et de la granulométrie des sables fins a tout de même été étudiée et actuellement sur les chantiers de gros béton, on utilise des appareils hydroséparateurs pour précisément régler, conformément à ce que demande le laboratoire, toute la granulométrie entre 0 et 3 mm, en passant par des points déterminés.

M. LE PRÉSIDENT. — D'accord, mais sur les chantiers dont vous parlez, on utilise des agrégats concassés, dans lesquels la proportion des fines de ce genre est, en général, beaucoup plus importante. Nous n'avions pas pensé qu'il pouvait en exister assez dans les sables de Seine pour que la variation de dosage de cette classe puisse avoir une influence notable. C'est pour cela que nous avons, par ignorance, je l'avoue, négligé cette précaution que nous prendrons désormais. Voilà donc une conclusion supplémentaire que nous pouvons tirer pour l'instant de cette discussion.

M. FAESSEL. — Sur les chantiers, en fait, le seul contrôle qu'il y a la plupart du temps, c'est l'œil du chef d'équipe qui met en œuvre son béton. Je voudrais savoir s'il a été fait des remarques sur l'aspect des différents bétons, remarques telles qu'aurait pu les faire un chef d'équipe et est-ce qu'on aurait pu noter, par exemple, les bétons qu'un chef d'équipe aurait éliminés, à simple vue.

M. VIRONNAUD. — Pour les bétons extrêmes, la chose est facile, mais pour certains bétons témoins par exemple, nous avons noté parfois une apparence plus mouillée. Par la suite, en vérifiant, on s'est aperçu par l'analyse qu'il y avait en général plus d'eau qu'on ne devait en avoir mis; les essais rhéologiques ont donné des valeurs différentes montrant un excès d'eau. Les résistances sont, en général, plus faibles mais nous n'avons pas pu voir s'il y avait erreur, ou comment elle avait pu se produire.

M. LE PRÉSIDENT. — Ceci peut provenir des fines; l'eau de mouillage des fines peut être très importante, si la quantité de fines est variable, pour obtenir des aspects différents.

M. Faessel. — Est-ce qu'un chef d'équipe peut éliminer les bétons catastrophiques, ceux qui pourraient faire moins de 150 kg/cm² à la rupture ?

M. Vironnaud. — Je le pense, parce que leur apparence n'est pas belle.

M. le Président. — Ces bétons ont une allure de bétons caverneux.

M. Vironnaud. — Les plus difficiles à distinguer seront plutôt ceux qui ont des excès de sable parce qu'ils se présentent d'une manière bien onctueuse, peut-être un peu trop. Du côté manque de gravier, on a un béton creux, c'est facile à voir.

M. le Président. — Est-ce qu'on pourrait photographier certains de ces bétons, en particulier ceux qui présentent des aspects un peu extraordinaires ? Nous les gardons encore plusieurs années pour faire des mesures de retrait.

M. Mary. — Des photographies de béton frais seraient plus intéressantes.

M. le Président. — Elles existent, nous les publierons et ceux d'entre vous qui veulent voir ces bétons durcis peuvent venir au laboratoire.

M. Troncin. — Je crois que la tendance générale des chefs de chantier, surtout dans le bâtiment, pour avoir des surfaces décoffrées le plus parfaites possible, est de surcharger le dosage en fin et en eau indépendamment de la résistance; celle-ci en général, est suffisante, compte tenu du fait que le béton est fait avec un ciment toujours d'excellente qualité. Que pensez-vous de cette tendance de ne pas tellement penser à une loi granulométrique qui aurait pu être prévue par l'ingénieur qui contrôle le chantier ?

M. Vironnaud. — Vous mettez davantage de sable, mais tout dépend de la quantité d'eau que vous ajoutez. Si vous êtes raisonnable de ce côté-là, et ne mettez pas plus que l'eau de mouillage de votre sable, vous devez arriver à peu près à conserver la résistance. Si vous en mettez beaucoup trop, et il semble qu'à l'œil il faut ajouter une quantité d'eau plus importante pour une bonne mise en place, vous risquez des chutes de résistance.

M. Troncin. — Le chef de chantier, pour éviter un béton gravillonneux peut très bien réaliser un béton à fort dosage en sable, et la courbe granulométrique est très au-dessous de celle du témoin et malgré cela, on n'aboutit pas à des résistances catastrophiques, compte tenu des taux de travail adoptés par les architectes.

M. Vironnaud. — Elles ne sont pas catastrophiques pour le bâtiment.

M. Mary. — Elles peuvent être catastrophiques pour des ouvrages minces, pour des poteaux de lignes électriques, des barrières, des ouvrages qui sont soumis au gel et au dégel.

M. le Président. — On peut faire du béton de père de famille avec des possibilités d'écarts qui correspondent aux erreurs habituelles des chantiers; mais si on veut réaliser des bétons de performance, le moindre écart peut conduire à des catastrophes, c'est cela qu'il faut savoir.

M. Brenier. — Je crois vraiment qu'il faudrait expérimenter des bétons avec des agrégats qui ne sont pas de la région parisienne, parce que j'ai la conviction que vos conclusions seraient différentes. Il est certain, par exemple, que dans la région de Marseille, avec les sables de concassage dont on dispose, si vous avez un excédent de sable, vous arrivez à des catastrophes. Je crois qu'il serait dangereux de conclure d'une façon générale avec ces essais-là, sans les avoir poursuivis un peu avec d'autres agrégats. Vous ne pouvez pas prendre tous les agrégats de France, mais il serait peut-être bon de choisir des régions où il y a eu quelques incidents avec des mauvais bétons.

M. le Président. — Bien sûr. Nous ferons d'autres études sur ce sujet, mais nous ferons des études qui seront forcément d'une ampleur moins grande que celles que nous venons de faire. D'ailleurs, nous ne demandons pas mieux que de recevoir vos conseils et de vous aider à examiner les bétons réalisés dans différentes régions.

Si vous le voulez bien, nous allons étudier un programme individuel plus restreint, de telle manière que nous puissions reprendre le problème sur un large plan géographique.

M. Brenier. — Je vous en remercie. L'étude de M. Vironnaud sera extrêmement intéressante, mais j'ai peur qu'elle arrive à des conclusions un peu trop optimistes si on extrapole à d'autres régions, parce que les agrégats de Seine sont bons.

M. le Président. — Messieurs, je vous remercie d'avoir bien voulu assister à cette longue conférence et d'avoir aussi longuement participé à la discussion qui a été fort intéressante, et qui va nous servir à M. Vironnaud et à moi-même à poursuivre les études dans cette direction.

(Reproduction interdite.)

Édité par la Documentation Technique du Batiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI^e.
7057-3-4-60. Typ. Firmin-Didot et C^ie, Mesnil (Eure). Dépôt légal : 2^e trim. 1960. *(Ann. I. T. B. T. P. Le Directeur-Gérant : P. Guérin.)*

SUPPLÉMENT AUX
ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS
MARS-AVRIL 1960
Treizième Année, Nos 147-148

Série BÉTON. BÉTON ARMÉ (57)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES
SÉANCE DU 3 NOVEMBRE 1959
SOUS LA PRÉSIDENCE DE **M. A. BALENCY-BEARN,**
Président d'Honneur du Comité Européen du Béton,
Président Honoraire de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France

COMPTE RENDU DES TRAVAUX DU COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON

Conclusions techniques de la 5e session de Vienne — Avril 1959

Préparation de Recommandations Pratiques Européennes de calcul à rupture du béton armé (Dimensionnement et vérification des sections)

par **M. Y. SAILLARD,**
Ingénieur Civil de l'École Nationale des Ponts et Chaussées,
Directeur des Services Techniques de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France;
Secrétaire permanent du Comité Européen du Béton

CHAMBRE SYNDICALE DES CONSTRUCTEURS EN CIMENT ARMÉ
ASSOCIATION FRANÇAISE DES PONTS ET CHARPENTES
INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

Ces dernières années ont été marquées par un extraordinaire développement des organismes internationaux.

Rien que dans le domaine du génie civil on en connaît un très grand nombre qui s'occupent de problèmes très voisins.

Je cite et j'en oublie certainement :

L'Association internationale des ponts et charpentes ;

La Réunion internationale des laboratoires d'essais et de mesures sur les matériaux de construction ;

La Fédération internationale de la précontrainte ;

L'Association internationale des voiles minces ;

Le Comité européen du béton ;

Le Conseil international du bâtiment.

La Commission de l'habitat pour l'Europe.

Sans compter de nombreux colloques ou symposiums sur des sujets particuliers.

Certains se félicitent d'un développement que favorisent les échanges et les rapprochements internationaux ; d'autres y voient une perte d'énergie et une cause de dispersion qui nuit selon eux à la concentration des techniciens et à la pensée réfléchie ; d'autres critiquent enfin ce nouvel aspect du tourisme international.

RÉSUMÉ

L'objet du Comité Européen du Béton, constitué en 1953, sur l'initiative de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France, consiste essentiellement à préparer des recommandations unifiées à l'échelon européen, devant permettre aux Constructeurs de disposer de nouvelles méthodes de calcul, simples et commodes, basées sur une meilleure connaissance du comportement du béton et de l'acier dans les structures.

Au cours de ses six premières années d'activités, le Comité Européen du Béton s'est efforcé de mettre au point une série de Conclusions techniques, concernant notamment les principes fondamentaux et les méthodes pratiques de calcul des sections à rupture, en flexion simple, en flexion composée, en compression excentrée et en compression simple, compte tenu de l'influence de divers paramètres tels que : la vitesse et la durée de chargement, la nature des sollicitations et la forme géométrique de la section.

Ces recommandations ont été complétées par une étude systématique des phénomènes de flambement dont le calcul se trouve ramené, par utilisation d'un moment de flexion complémentaire concomitant à l'effort normal, au calcul usuel de rupture en compression excentrée.

Des vérifications complémentaires concernent l'état de fissuration des pièces considérées dans leurs conditions de service, compte tenu du pourcentage d'armatures, des caractéristiques mécaniques et géométriques des barres, ainsi que de leurs conditions d'enrobage.

Le calcul des déformations, et plus particulièrement celui des flèches, a pu également faire l'objet de recommandations pratiques, notamment pour les ouvrages les plus courants.

Ces recherches se trouvent complétées par une proposition concernant la détermination de la sécurité des ouvrages.

D'autres problèmes essentiels sont encore en cours d'étude; parmi ceux-ci figurent, notamment, le calcul de la résistance à l'effort tranchant, ainsi que l'étude générale des phénomènes d'adaptation et de redistribution dans les structures hyperstatiques.

SUMMARY

The aim of the European Committee on Concrete, established in 1953, on the initiative of the Chambre Syndicale des Constructeurs en ciment armé de France, is essentially to prepare unified recommendations on the European level, in order to enable Builders to avail themselves of simple and convenient new methods of calculation based on a better knowledge of the behavior of concrete and of steel in structures.

In the course of the first six years of its activities, the European Committee on Concrete has endeavored to develop a series of technical Conclusions, concerning in particular the fundamental principles and the practical methods of limit design of sections in simple bending, compound bending, eccentric compression and simple compression, taking into account the influence of various parameters such as : the speed and duration of loading, the nature of the stresses and the geometric form of the section.

These recommendations have been supplemented by a systematic study of the phenomena of buckling, the calculation of which, by the use of a supplementary bending moment combined with the normal force, reduces itself to the usual limit design in eccentric compression.

Supplementary checks involve the state of cracking of the pieces considered in their conditions of service, taking into account the percentage of reinforcement, the mechanical and geometric characteristics of the rods, as well as their encasement conditions.

The calculation of the strains, and more particulary that of the sags, has likewise led to practical recommendations, in particular as applied to the most common structures.

These investigations are supplemented by a proposal concerning the determination of the safety of structures.

Other essential problems are still in course of study; among these may be mentioned, in particular, the calculation of the shear strength, as well as the general study of the phenomena of adaptation and redistribution in hyperstatic structures.

Je dois avouer que j'ai sur la conscience la mise au monde du Comité Européen du béton à l'époque où j'étais président de la Chambre syndicale des constructeurs en ciment armé de France. A l'instigation je dois le dire d'éminents techniciens français du béton armé qui désiraient confronter, en petit comité, leurs vues et leurs expériences *avec les techniciens étrangers, spécialement sur le calcul du béton armé à rupture que les remarquables théories de M. Chambaud avaient commencé à acclimater en France.*

J'ai dit qu'il s'agissait dans notre esprit de réunir un petit nombre de techniciens particulièrement valables. Ces réunions restreintes ont l'avantage de permettre des échanges très libres et des répartitions de tâches expérimentales que n'autorisent pas des assemblées trop nombreuses dans lesquelles il ne peut être question que de communications, mais pas de dialogues et encore moins de discussions.

Cette formule qui a été retenue a connu un très réel succès. J'ajoute que nous l'avons assortie d'un secrétariat étoffé et actif qui prépare les sessions par de nombreux contacts préalables et met patiemment au point les conclusions.

Je dois remercier les organismes professionnels nationaux et spécialement les organismes français (en particulier la Fédération nationale du bâtiment) qui ont soutenu notre comité.

Depuis notre première session à Luxembourg en 1953 *au cours de laquelle s'étaient fait jour des antagonismes en apparence irréductibles, nous avons vu fondre les réticences.*

Autrefois les auteurs de théories nouvelles arrivaient à nos réunions comme le rappelle dans son dernier éditorial notre actuel et distingué président le professeur italien Franco Levi : « avec la persuasion que leurs théories devaient être « acceptées intégralement. Cette attitude donnait lieu à des discussions difficiles, parfois même complètement stériles, alors « que bien souvent, les différences entre les points de vue en présence ne portaient que sur des aspects secondaires des « problèmes étudiés. Dans notre dernière réunion de Vienne cela ne s'est produit que très rarement ; en général la conviction « désormais acquise que la théorie du béton armé se prête encore sur bien des points à plusieurs interprétations valables « a permis aux débats de conserver un caractère constructif et nous a presque toujours conduits à des résultats tout à fait « positifs ».

***

Les échanges actifs et organisés se poursuivent. Ils permettent de faire pénétrer l'idée d'unification dans les milieux intéressés, de vaincre les résistances et, sans parler encore de règlement Européen, nous laissent espérer une normalisation graduelle des règlements nationaux qui dans notre esprit doit fournir la première pierre du marché Européen paralysé par trop de particularismes. Les amitiés confiantes qui se nouent autour de nos rencontres ne sont pas un des moindres éléments de cet édifice. Elles nous ont permis de mettre sur pied un « comité de liaison entre associations de génie civil » qui diminuera certainement la dispersion entre les très nombreux quoique fort utiles organismes internationaux.

***

Pour développer encore la compréhension mutuelle, notre président actuel a souhaité que dans chaque pays associé soient tenues des conférences « ou publiés des articles, illustrant les résolutions adoptées » de façon à développer notre action en profondeur.

C'est le but de notre réunion d'aujourd'hui.

M. Saillard secrétaire technique du Comité Européen du béton que vous connaissez bien à cette tribune et qui est déjà chargé des services techniques de la Chambre syndicale des constructeurs en ciment armé de France va vous informer des résolutions de Vienne en faisant le point de nos travaux.

Le calcul des structures en béton armé à rupture procède d'une idée fort simple que je n'ai pas besoin de rappeler.

Cette idée conduit en toute première approximation à des modes de calculs élémentaires qui se rapprochent de ceux employés par les premiers constructeurs en ciment armé avant l'apparition des théories dites « classiques ».

En fait l'examen approfondi et les expérimentations auxquels les techniciens des différents pays se sont livrés font apparaître des problèmes complexes, mais si un peu de science éloigne de la simplicité, beaucoup de science pourrait fort bien y ramener. Aussi bien je vous demande de ne pas vous laisser rebuter par les problèmes que M. Saillard évoquera. Je puis vous assurer que les « Recommandations pratiques à l'usage des constructeurs » qui se préparent sous la présidence d'un constructeur Français que vous connaissez bien, M. Nicolas Esquillan, et qui doivent être soumises à la prochaine réunion européenne ont bien l'intention d'être simples et pratiques.

En terminant je voudrais rendre justice aux ingénieurs Français qui représentent notre pays dans la réunion du Comité Européen du béton et dont la science, la clarté et la précision de pensée sont toujours largement appréciées dans les instances internationales.

M. Brice ;

M. Chambaud ;

M. Esquillan ;

M. Lebelle ;

M. le professeur Robinson.

Je donne en terminant la parole à M. Saillard.

EXPOSÉ DE M. Y. SAILLARD

AVANT-PROPOS

Chacun sait combien, au cours des quinze dernières années, l'amélioration constante de la qualité et du contrôle des bétons, l'utilisation croissante d'aciers d'armatures à haute nuance et à haute adhérence, la connaissance plus approfondie des phénomènes d'adhérence et de fissuration, ont fait évoluer, d'une manière décisive, la conception et la réalisation des constructions en béton et en béton armé.

Malheureusement, malgré leur valeur, les règlements anciens, basés sur les théories classiques de calcul et sur les méthodes élastiques dites « du coefficient d'équivalence » ne peuvent, dans un grand nombre de cas, s'adapter aux progrès constants de ces techniques nouvelles. Les exemples en sont nombreux :

C'est ainsi que les méthodes classiques de calcul reposent essentiellement, en raison même de leurs hypothèses élastiques, sur le principe de diagrammes contraintes-déformations purement linéaires. Or, — qu'il s'agisse du béton ou des aciers écrouis, — ces diagrammes présentent une courbure presque continue et ne comportent qu'une zone rectiligne extrêmement courte, qui s'arrête bien en deçà de la limite d'utilisation de ces matériaux. Ceci tend à prouver que ces bétons et ces aciers, fortement sollicités, peuvent travailler dans le domaine plastique.

Il en résulte d'ailleurs que, ne pouvant préjuger des caractéristiques exactes de l'état de rupture, les méthodes classiques ne permettent pas une détermination systématique et précise des coefficients de sécurité. A l'heure actuelle, ces coefficients ne peuvent se traduire que par une limitation arbitraire des contraintes admissibles, qui ne peut tenir compte systématiquement des paramètres essentiels, définissant la construction, — à savoir, notamment :

- — le type de la structure et la fonction respective de chacun des éléments considérés;
- — la nature et la durée des sollicitations;
- — les erreurs et les approximations des calculs;
- — la qualité de l'exécution et de la surveillance du chantier;
- — le coût des dommages causés par une ruine éventuelle.

C'est pour étudier systématiquement ces facteurs essentiels, — c'est, plus généralement, pour susciter et coordonner, à l'échelon européen, les études et les recherches, tendant à une meilleure connaissance des conditions de fissuration, de plasticité, de fluage, d'adaptation, de rupture et de sécurité des ouvrages en béton, que, sur l'initiative de M. Balency-Bearn, alors Président de la Chambre syndicale des constructeurs en ciment armé de France, s'est constitué à Luxembourg, en novembre 1953, le *Comité Européen du Béton.*

Plus précisément, l'objet de ce Comité consiste à préparer des *Recommandations pratiques unifiées à l'échelon européen,* qui doivent permettre aux constructeurs de disposer de nouvelles méthodes de calcul, simples et commodes, basées sur une meilleure connaissance du comportement du béton et de l'acier dans les structures.

Cet objectif, nous le poursuivons depuis six années, au cours desquelles nous avons tenu cinq réunions plénières : — à Luxembourg, tout d'abord; — à Fontainebleau, en 1954; — à Madrid, en 1956; — à Rome, en 1957; et, enfin, à Vienne, en avril 1959, sous la présidence du professeur Franco Levi, de Turin.

Dix-neuf nations européennes participent actuellement à nos travaux. Ce sont : l'Allemagne, l'Autriche, la Belgique, le Danemark, l'Espagne, la Finlande, la France, la Grande-Bretagne, la Grèce, l'Italie, le Luxembourg, la Norvège, les Pays-Bas, la Pologne, le Portugal, la Suède, la Suisse, la Turquie, et la Yougoslavie.

Chacun de ces dix-neufs pays se trouve représenté au Comité par une délégation de deux ou de trois membres, dont le nombre volontairement restreint semble devoir garantir l'efficience de nos réunions techniques. Dans de nombreux cas, — par exemple, dans celui de la France, — ces délégués officiels se trouvent assistés par des membres suppléants, par des membres correspondants, par des membres experts, qui veulent bien, au sein de nos Commissions de travail, nous faire bénéficier de leur spécialisation, de leur expérience, de leur compétence scientifique.

FLEXION-COMPRESSION

Parmi ces Commissions de travail, deux des plus importantes ont eu pour objet de mettre au point les principes fondamentaux et les méthodes pratiques de calcul à rupture, en flexion simple, en flexion composée, en compression excentrée et en compression simple.

Les principes de ce calcul ont été progressivement élaborés, au cours des six premières années d'activité du Comité Européen. Leur mise au point, lors de la récente session de Vienne, permettra désormais le dimensionnement et la vérification pratique des sections sollicitées en flexion et en compression, soit par application de méthodes simplifiées, soit par utilisation d'abaques de calcul, susceptibles de tenir compte scientifiquement de tous les paramètres du phénomène.

L'une des questions les plus délicates qu'ait eues à résoudre le Comité Européen, a été la définition même de l'*état de référence,* devant servir de base au calcul de la rupture. Dans leur nouveau Règlement de béton armé, paru en 1953, les Constructeurs Autrichiens, rejoints par leurs collègues Allemands, avaient défini un *état critique,* caractérisé par une limitation arbitraire de la valeur du raccourcissement unitaire du béton comprimé et de l'allongement unitaire de l'acier tendu dans une section; cet « état critique », qui servait également de base au calcul des flèches et des déformations d'ensemble de la pièce, précédait sensiblement l'état d'écroulement sous charges de courte durée, mais représentait pratiquement l'état de rupture sous charges de longue durée. La confrontation de ce point de vue avec celui des autres délégations du Comité Européen, — et, notamment, de la délé-

gation Française, — conduisit, lors de la session de Fontainebleau en 1954, à définir, comme état de référence de rupture, un *état d'épuisement*, au-delà duquel la pièce considérée ne pouvait plus répondre à l'usage auquel elle était destinée, soit en raison de sa ruine, soit en raison d'une fissuration excessive, soit en raison d'une flèche ou d'une déformation exagérée.

Mais, dans la pratique, cette définition théorique de l' « état d'épuisement » s'est heurtée à certaines difficultés d'application :

La première difficulté réside dans la vérification expérimentale de l'état d'épuisement. En effet, les mesures des déformations longitudinales du béton et de l'acier, dans une section transversale dont la position est a priori inconnue, se révèlent extrêmement délicates, notamment en ce qui concerne la zone comprimée de béton. Dans la pratique, les expérimentateurs savent bien que le seul paramètre facilement mesurable ne peut être que la charge maximale, indiquée par le curseur du cadran de la presse d'essai. A cela, on peut répondre que le moment d'épuisement peut être mesuré comme moment de rupture sous charges de longue durée; malheureusement, les essais de longue durée sont, eux aussi, très délicats, très encombrants, très coûteux, et ne peuvent être réalisés que dans des laboratoires bien équipés.

La seconde difficulté est qu'il s'avère pratiquement impossible de prendre en compte, dans un calcul unique à rupture, les impératifs résultant d'une limitation de la fissuration et des déformations; en effet, ces deux limitations dépendent, dans une large mesure, de la nature des ouvrages et de leurs conditions d'exploitation. Il doit s'agir, en fait, de vérifications complémentaires, indépendantes du calcul de résistance, se rapportant, non plus à l'état de rupture, mais à l'état de service.

Ces difficultés ont ainsi conduit le Comité Européen à définir expérimentalement l'état de référence de rupture. A cet effet, on été définies, lors de la session de Madrid, en 1956, des recommandations unifiées, concernant l'exécution des essais, en flexion et en compression. Ces recommandations concernent notamment la mesure des caractéristiques de résistance et des diagrammes contraintes-déformations du béton et de l'acier, le mode d'application des charges, ainsi que les données qu'un rapport complet d'essais doit comporter obligatoirement, pour que son interprétation puisse être considérée comme valable. En ce qui concerne le processus de chargement, il a été recommandé :

a) durant la première heure, d'appliquer la charge par fractions de 15 % de la charge théorique de rupture, à des intervalles de quinze minutes;

b) au-delà de la première heure, c'est-à-dire après application de 60 % de la charge théorique de rupture, d'augmenter la charge par fraction de 5 % de cette charge théorique, à des intervalles de quinze minutes, chaque accroissement de charge étant appliqué en une minute.

Cette durée minimale de trois heures a été reconnue comme indispensable à une mise en place correcte des charges et à une stabilisation de la poutre d'essai dans ses stades successifs de chargement. L'influence du fluage étant pratiquement négligeable, l'essai peut être considéré comme un essai de courte durée, la charge maximale correspondante étant considérée comme « charge de rupture ».

Il en est résulté une définition de l'état de référence, très proche de celle que, depuis quelques années déjà, M. Chambaud avait préconisée, dans sa théorie élasto-plastique.

A titre d'exemple et sous réserve de vérification statistique, les hypothèses de calcul suivantes ont été proposées lors de la session de Madrid, en 1956 :

1° Loi de répartition des déformations.

Il a été adopté l'hypothèse de planéité des sections transversales, jusqu'à rupture de la pièce, — compte tenu, le cas échéant, d'un glissement des armatures par rapport au béton;

2° Loi de répartition des contraintes de compression du béton.

Il a été recommandé l'utilisation d'un diagramme parabolique, s'étendant sur toute la zone soumise à un raccourcissement, — étant entendu que, sur la fibre extrême comprimée, pour un raccourcissement unitaire de 3,5 ‰, la contrainte maximale du béton est prise égale à la résistance de compression sur cylindre de 30 cm de hauteur et de 15 cm de diamètre, suivant les recommandations de la R.I.L.E.M. Dans le cas de pièces bétonnées verticalement, — par exemple, dans le cas des poteaux sollicités en flexion composée, — il a été demandé d'appliquer, à cette résistance sur cylindre, conformément aux constatations expérimentales, une réduction de 10 %. Quant à la contribution du béton tendu à la résistance à rupture de la pièce, elle a été considérée comme pouvant être négligée.

3° Loi de répartition des contraintes de traction de l'acier.

Il a été recommandé l'utilisation d'un module d'Young de 21 000 kg /mm², ainsi que l'utilisation d'un diagramme simplifié, établi par la Commission « Aciers », sur proposition de M. Lebelle.

Pour les *aciers naturels*, la limite de proportionnalité a été supposée confondue avec la limite élastique. En conséquence, le diagramme simplifié peut être considéré comme composé de la droite de Hooke et d'une droite parallèle à l'axe des abscisses, correspondant au palier d'écoulement. Pour les aciers à haute limite élastique, dont le palier d'écoulement est de très faible longueur, l'adoption de ce diagramme simplifié entraîne, pour les poutres à pourcentage faible ou moyen, une sous-estimation sensible des moments de rupture, qu'il n'est pas possible de prévoir, en raison de l'impossibilité de garantir industriellement, du moins à l'heure actuelle, la longueur du palier d'écoulement d'un acier naturel.

Pour les *aciers écrouis à froid*, le Comité Européen s'est efforcé de mettre au point un diagramme analogue. La limite de proportionnalité étant supposée égale aux 80 % de la limite élastique conventionnelle à 0,2 % d'allongement rémanent, ce diagramme simplifié pourrait être considéré comme composé de la droite de Hooke (jusqu'à la limite de proportionnalité), d'une courbe de raccordement (de la limite de proportionnalité à la limite élastique conventionnelle) et d'une droite, dont l'inclinaison serait égale à dix fois la limite élastique conventionnelle et qui serait utilisable, dans le calcul à rupture, jusqu'à un allongement unitaire de 1 %.

Un contrôle systématique de cette proposition de diagramme simplifié a été opéré, d'après l'interprétation des données statistiques de contrôle, que le Comité Européen a pu recueillir auprès des divers fabricants d'aciers d'armatures. Les résultats de cette étude ont

confirmé que, d'une manière générale, les diagrammes de traction des aciers écrouis de diverses catégories peuvent se déduire, les uns des autres, par une affinité parallèle à la droite de Hooke. Cette constatation est valable, même si les aciers de départ présentent initialement, à l'état naturel, des caractéristiques sensiblement différentes : en effet, le traitement par écrouissage tend pratiquement à faire disparaître ces écarts. C'est pourquoi, dans le calcul à rupture, il vaudrait mieux, de préférence à un diagramme simplifié arbitraire, utiliser un diagramme plus précis, déduit par affinité, d'un diagramme de référence, établi statistiquement, — compte tenu de la valeur réelle de la limite élastique de l'acier considéré.

Sur la base de ces hypothèses de calcul, une comparaison statistique a été entreprise par la Commission « Essais », sous la direction de son rapporteur, M. Moenaert, de Bruxelles, avec la collaboration du Professeur Massonnet, de Liège, qui a bien voulu mettre son matériel de calcul électronique à la disposition du Comité Européen du béton. Cette interprétation statistique a porté sur environ 400 essais de flexion composée et de compression excentrée, et sur plus de 1 800 essais de flexion simple, recueillis et sélectionnés à Paris par le Secrétariat permanent. De nombreux résultats ont dû être éliminés de cette documentation expérimentale, en raison de l'ignorance de la valeur exacte de certains paramètres essentiels : par exemple, caractéristiques exactes du béton et de l'acier de chacune des pièces essayées, dimensions géométriques réelles de la section de rupture, position réelle des armatures de traction, etc...

En flexion simple, l'application des hypothèses de calcul du Comité Européen, sans aucun coefficient de correction, conduit à une erreur moyenne de + 8,7 %, pour les poutres rectangulaires simplement armées d'aciers naturels, — de + 4,6 %, pour les poutres rectangulaires simplement armées d'aciers écrouis, — de + 5,2 %, pour les poutres rectangulaires comportant des armatures de compression, et de + 8,0 % pour les poutres en T. Les écarts quadratiques moyens correspondants sont compris entre 8 % et 10 %. Il apparaît ainsi que ces hypothèses de calcul conduisent, d'une manière systématique, à une légère marge de sécurité, — du moins, dans la mesure où l'on ne tient pas compte de l'effet de la durée d'application des charges et de l'influence du fluage correspondant.

En flexion composée, l'application de ces mêmes hypothèses de calcul, sans aucun coefficient de correction, conduit à une erreur moyenne de + 7,8 %, avec un écart quadratique moyen de l'ordre de 9 %. L'approximation obtenue est donc la même qu'en flexion simple.

D'ailleurs, il est important de préciser que les écarts, mis en évidence par ces interprétations statistiques, sont dus, non seulement à l'imprécision de la méthode de calcul, mais également à l'ignorance des caractéristiques réelles du béton et de l'acier dans la section de rupture. Il n'existe, en effet, qu'une correspondance assez imparfaite entre les valeurs de résistance, plus ou moins dispersives, fournies par les essais préliminaires sur éprouvettes, et le comportement réel des matériaux dans les pièces fléchies ou comprimées.

Compte tenu de ces considérations, une étude complémentaire, poursuivie à Turin par M. Rossetti, a permis de comparer, pour diverses séries de poutres dites « identiques », — c'est-à-dire coulées avec le même béton, armées des aciers d'un même lot, exécutées et expérimentées dans des conditions strictement semblables, — d'une part, la *dispersion expérimentale*, due à l'exécution de l'essai, — d'autre part, la *dispersion théorique*, due à l'imprécision de la méthode de calcul.

Les résultats de cette étude ont montré que *l'influence dispersive des hypothèses de base, correspondant aux Recommandations de calcul du Comité Européen, restait, en moyenne, inférieure à l'influence dispersive des matériaux béton et acier.*

C'est ainsi que, pour les essais de pièces surabondamment armées, exécutés par M. Chambaud et par le Professeur Gehler, de Dresde, l'erreur $\frac{dM}{M}$ résultant de la dispersion sur la résistance du béton atteignait 12 %, tandis que l'erreur correspondant à l'imprécision des hypothèses du calcul en flexion ne dépassait pas, pour ces mêmes essais, 6,8 %. Il ne semble donc pas nécessaire de rechercher, dans la mise au point d'une méthode de calcul, une précision plus poussée, car, dans la pratique, cette précision risque de devenir illusoire.

***

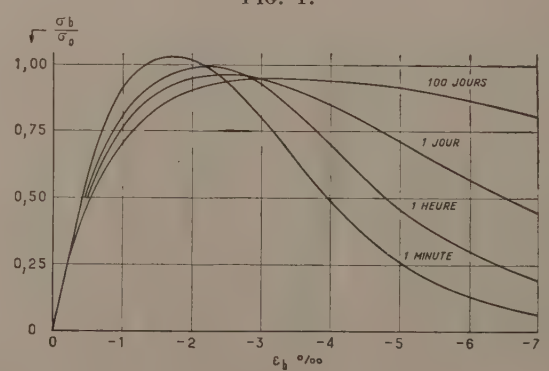
Il n'en est pas moins intéressant d'étudier systématiquement, d'un point de vue scientifique, l'influence que divers paramètres essentiels, tels que la vitesse et la durée de chargement, la nature des sollicitations, la forme géométrique de la section, exercent sur le diagramme de répartition des contraintes du béton, et, partant, sur le moment de rupture de la pièce considérée.

Ces recherches ont été entreprises par la Commission « Compression excentrée », sous la direction du Professeur Rüsch, de Munich; elles doivent permettre, dans un stade ultérieur, la mise au point d'une *théorie générale de rupture en flexion et en compression.*

L'un des paramètres les plus importants semble la vitesse de mise en charge; en effet, dans une pièce fléchie, les différentes fibres de la zone de compression se trouvent déformées à des vitesses différentes, proportionnelles à leur distance à la fibre neutre. Il en résulte une influence sensible sur la répartition des contraintes de compression. Cette influence a été déterminée expérimentalement, au cours d'essais réalisés à Munich sur des éprouvettes prismatiques, mises en charge, en compression simple, sous différentes vitesses de déformations, maintenues constantes lors de chaque essai.

Les mesures effectuées ont permis le tracé des diagrammes contraintes-raccourcissements du béton, pour des durées de chargement s'échelonnant de dix minutes à cent jours et même une année (fig. 1). Ces diagrammes caractérisent l'influence de la vitesse de « mise en déformation » de la pièce fléchie sur le comportement de sa zone comprimée.

FIG. 1.



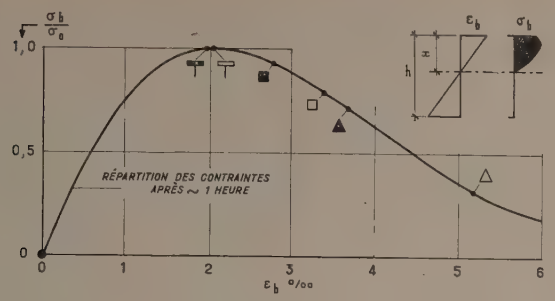


FIG. 2.

Pour déterminer la valeur correspondante du raccourcissement ultime du béton sur la fibre extrême comprimée, il suffit de calculer, à partir des précédents diagrammes, pour chaque durée de chargement, la valeur du raccourcissement, correspondant au maximum du moment résistant. Mais, si l'on fait cette étude pour divers types de pièces, l'on constate une influence, non seulement de la position de la fibre neutre, mais également de la forme géométrique de la section de la zone de béton comprimé.

Cette influence apparaît clairement sur la figure 2. Bien que, dans le cas considéré, la qualité du béton et la vitesse de déformation aient été maintenues constantes, les valeurs du raccourcissement extrême, conduisant au moment résistant maximal, varient, suivant les valeurs du pourcentage d'armature :

— de 1,9 à 2,1 ‰, pour une poutre en T;

— de 2,7 à 3,4 ‰, pour une poutre de section rectangulaire;

— de 3,7 à 5,2 ‰, pour une section triangulaire, — cette dernière rendant compte des phénomènes de flexion déviée sur une section rectangulaire. Si l'on modifie la qualité du béton et la vitesse de déformation, il faut s'attendre à des écarts encore plus importants, qui expliquent aisément les divergences expérimentales nombreuses, constatées en ce domaine.

De ces divers diagrammes contraintes-raccourcissements du béton, on peut déduire une théorie générale du comportement des pièces en béton armé, sous l'influence d'une sollicitation parallèle à l'axe de la pièce. Cette théorie, qui doit englober la totalité du domaine compris entre la flexion simple et la compression simple, permettra de tenir compte, non seulement de la position de l'axe neutre et de la forme géométrique de la section, mais également de la durée de chargement.

C'est ainsi qu'il sera possible de tracer, pour chaque valeur de la résistance du béton et pour chaque forme géométrique de section, un diagramme pratique de dimensionnement, représentant, en fonction du moment relatif de rupture, pour des durées de chargement s'échelonnant de dix minutes à une année :

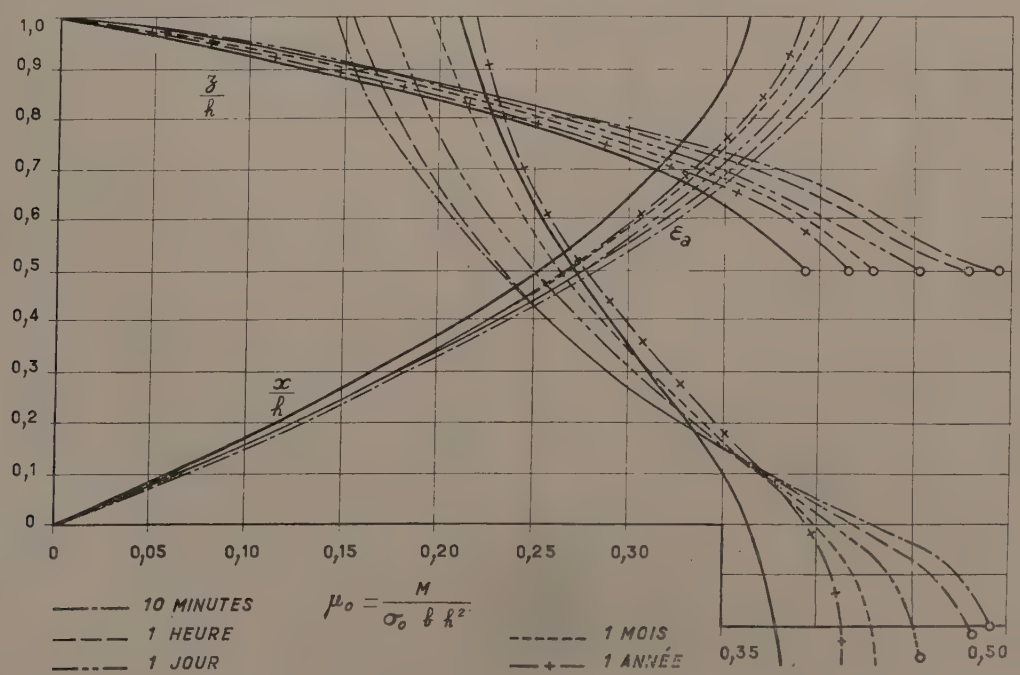
a) le bras de levier relatif des forces intérieures;

b) l'ordonnée relative de la fibre neutre;

c) l'allongement unitaire de l'armature principale de traction.

A titre d'exemple, a été représenté sur la figure 3 le réseau de courbes expérimentales, correspondant au cas des poutres de section rectangulaire, pour une résistance à la compression du béton de 340 kg/cm² (sur cube). Les cinq courbes représentées en tireté, correspondent respectivement à des durées de chargement de dix minutes d'une heure, d'un jour, d'un mois et d'une année; la courbe en trait plein correspond au minimum du moment résistant de la pièce, atteint, dans cet exemple, pour une durée de chargement de soixante-dix jours. En effet, au-delà de soixante-dix jours, l'augmentation des déformations différées et l'agrandissement concomitant de la zone comprimée, dus à l'effet du fluage, tendent à com-

FIG. 3.



penser la réduction de la résistance du béton, due à la longue durée de chargement. Enfin, il est important de constater que *cette courbe tiretée correspond pratiquement à la courbe résultant de l'utilisation du diagramme parabolique du béton et des autres hypothèses de calcul du Comité Européen*, qui se trouvent ainsi confirmées, compte tenu de l'influence du temps, par la théorie générale de flexion.

Des diagrammes analogues peuvent être établis pour le dimensionnement des pièces sollicitées en compression simple ou en compression excentrée. Dans ce cas, la résistance à rupture est influencée, d'une manière déterminante, par la chute de résistance du béton sous chargement de longue durée. En compression simple, cette chute de résistance peut atteindre 25 %.

***

Le problème qui s'est posé au Comité Européen, à la suite de ces études statistiques et de ces recherches fondamentales, a été de transposer ces conclusions théoriques dans le domaine de l'application courante. Notre objectif essentiel étant de préparer des *Recommandations pratiques de calcul à l'usage des constructeurs*, il importe de présenter ces résultats sous une forme simple et commode, facilement utilisable par le projeteur.

Ainsi, il nous a été objecté que le diagramme parabolique de répartition des contraintes du béton était difficile à utiliser, dans la pratique, pour le calcul des sections de largeur variable, telles que les sections en T, ou pour le calcul des pièces sollicitées en compression excentrée, dans lesquelles la fibre neutre est extérieure à la section.

C'est pourquoi des études complémentaires ont été entreprises, en vue de déterminer un diagramme simplifié, — de préférence, un diagramme rectangulaire, — ou même, tout autre jeu de coefficients, — susceptibles de conduire, dans la pratique, à des résultats concordant, dans des limites acceptables, avec ceux du diagramme parabolique, considéré comme diagramme de référence. De telles études, de caractère statistique, ont été poursuivies, indépendamment, par le Professeur Torroja, à Madrid, et par M. Steinmann, à Genève. Les résultats de ces études ont permis d'adopter, lors de la récente session de Vienne, une méthode pratique de calcul simplifié, utilisable en flexion et en compression.

En effet, l'expérimentation, réunie par le Comité Européen, démontre qu'il est également possible d'utiliser, en flexion simple et en flexion composée, un diagramme rectangulaire de répartition des contraintes du béton, dont la hauteur serait prise égale aux 75 % seulement de la hauteur de la zone soumise à un raccourcissement.

Dans ces conditions, tant que la hauteur du diagramme, ainsi calculée, ne dépasse pas la moitié de la hauteur utile de la section, — c'est-à-dire, en d'autres termes, tant que la hauteur de la zone soumise à un raccourcissement ne dépasse pas les deux tiers de la hauteur utile de la section, — la contrainte uniforme du béton, caractéristique du diagramme rectangulaire, est prise égale à la résistance de compression sur cylindre (ou à 90 % de cette résistance, dans le cas des pièces bétonnées verticalement).

Dans le cas des aciers naturels, comportant un palier de ductilité, cette méthode simplifiée permet de déterminer les armatures principales, sans devoir considérer l'équation de compatibilité, exprimant l'hypothèse de planéité de la section.

Dans le cas des aciers écrouis, la contrainte de traction de l'armature, au moment de la rupture de la pièce, dépasse généralement la limite élastique conventionnelle de l'acier. Les hypothèses précédentes, jointes à l'hypothèse de planéité de la section et à la prise en compte du diagramme simplifié de traction de l'acier, permettent de déterminer la valeur de cette contrainte et le moment résistant correspondant de la section; d'ailleurs, ce calcul peut se trouver simplifié par des abaques. Mais il est également possible d'appliquer, à titre de simplification, les formules suivantes, qui résultent des travaux de M. Chambaud :

$$\sigma_a = \sigma_{0,2}\left[1{,}28 - \frac{\sigma_{0,2}}{5\,000} - 0{,}45\,\frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_{cyl.}}\,\varpi\right]$$

(où toutes les contraintes sont exprimées en kg/cm² et où le pourcentage d'armature ϖ est rapporté à la hauteur utile).

Pour un acier écroui, dont la limite élastique conventionnelle est voisine de 40 kg/mm², cette formule simplifiée devient :

$$\sigma_a = \sigma_{0,2}\left[1{,}20 - \frac{1\,800}{\sigma_{cyl.}}\,\varpi\right].$$

Si la hauteur du diagramme rectangulaire dépasse la moitié de la hauteur utile de la section, c'est-à-dire, en d'autres termes, si la hauteur de la zone soumise à un raccourcissement dépasse les deux tiers de la hauteur utile de la section — y compris les cas de compression excentrée et, même, de compression simple — on doit réduire la contrainte uniforme du diagramme rectangulaire, de telle manière que le moment résultant des efforts de compression sur le béton, par rapport au centre de gravité de l'armature tendue ou la moins comprimée, reste constamment égal au moment obtenu pour le cas-limite, — c'est-à-dire, lorsqu'il n'y a pas d'armature de compression, égal à $0{,}375 \cdot \sigma_o bh^2$. Cette condition qui condamne en fait les pourcentages relatifs d'armatures très élevés, dépassant 0,50, permet de tenir compte, dans la pratique du dimensionnement, de l'effet de la durée et du mode d'application des sollicitations.

Quant aux armatures de compression, elles peuvent être considérées comme travaillant sous leur limite élastique, pourvu qu'elles soient maintenues par des ligatures assez proches et qu'elles soient suffisamment rapprochées de la fibre la plus comprimée, comparativement à la position de la fibre neutre. Les erreurs, résultant de cette approximation, sont très réduites.

Cette méthode simplifiée de flexion doit, concurremment aux abaques pratiques de dimensionnement, résultant de l'application du diagramme parabolique de référence ou de la théorie générale de flexion, servir de base aux travaux de la nouvelle Commission, constituée à Vienne, sous la direction de M. Esquillan, et chargée de la préparation de Recommandations pratiques à l'usage des Constructeurs. Cette Commission, qui, au fur et à mesure de la mise au point des conclusions techniques du Comité Européen, étendra son champ d'activités à tous les domaines du calcul, tiendra sa première réunion, dans quelques semaines, en vue de la préparation de la sixième session du Comité, prévue en janvier 1961.

***

POUTRES EN T

La résistance en flexion des poutres en T pose des problèmes particuliers, qui ont fait l'objet d'études théoriques et expérimentales, sous la direction du Professeur Brendel, de Dresde, au sein d'une Commission à laquelle M. Lebelle a collaboré activement.

Chacun sait que les poutres en T figurent parmi les éléments les plus utilisés en béton armé. C'est pourquoi la Commission a été chargée, — d'une part, de réunir et d'étudier toutes les méthodes de calcul, utilisées juqu'à ce jour en ce domaine, — d'autre part, de mettre au point une proposition plus satisfaisante, mettant en évidence la contribution de la table de compression à la résistance de la section et pouvant permettre, dans le cadre du calcul à rupture, un dimensionnement plus sûr et plus économique.

Le problème principal consiste à déterminer judicieusement la « largeur efficace » de la table, c'est-à-dire la largeur de la table de compression, intervenant effectivement dans la résistance à rupture. Cette largeur efficace a été définie comme la largeur d'une poutre fictive, dont les *contraintes maximales* de compression seraient les mêmes que celles de la poutre réelle ou dont la courbure de flexion serait la même que celle de la poutre réelle, — les deux définitions conduisant sensiblement au même résultat. Une fois calculée la largeur efficace de la table, on peut procéder au dimensionnement de la section, en utilisant la méthode traditionnelle de calcul en flexion. Ces deux calculs sont absolument indépendants; il n'y a donc aucune objection à les poursuivre par des méthodes complètement différentes. C'est pourquoi la Commission a choisi d'utiliser le calcul élastique classique pour la détermination de la largeur efficace de la table et le calcul plastique à rupture pour le dimensionnement de la section.

Ainsi, grâce à l'étude détaillée des phénomènes en phase élastique et à l'interprétation d'essais à rupture, effectués à Dresde sur poutres en vraie grandeur ou sur modèles réduits en plâtre, la Commission a pu définir, avec une exactitude suffisante, la contribution réelle de la table de compression à la résistance à rupture de la poutre. Cette contribution s'explique : — d'une part, par la liaison entre la nervure et la table, qui gêne le raccourcissement de la fibre supérieure de l'âme, — d'autre part, par la raideur propre de la table en flexion, qui renforce l'inertie de l'ensemble.

Sur la base de cette étude et sous réserve de la poursuite des recherches expérimentales, le Comité Européen a pu adopter, lors de la récente session de Vienne, une série de recommandations pratiques, applicables aux *poutres en T symétriques*, notamment : — dans le cas où les poutres en T sont soumises à des charges uniformes ou concentrées, — et dans le domaine où la largeur efficace des poutres en T intervient pour le calcul des moments hyperstatiques. En ce qui concerne les *poutres en T dissymétriques*, on pourra, dans l'attente de résultats nouveaux, calculer la largeur efficace, de chaque côté de la table, en utilisant, à chaque fois, le calcul des poutres en T symétriques.

Dans les conclusions de la session de Vienne, sont insérés des tableaux numériques, correspondant aux courbes des figures 4 et 5, et permettant la détermination de la largeur efficace b_M de la table de compression, pour les *poutres en T sur appuis libres*, présentant, soit une nervure unique, soit une série de nervures parallèles associées à un hourdis commun. Ces tableaux et ces courbes explicitent bien l'influence sensible de la raideur de la table en flexion, pour différentes valeurs de l'épaisseur relative de cette table, rapportée à la hauteur totale de la section, et pour différentes valeurs du rapport de la portée de la poutre à la largeur de l'âme.

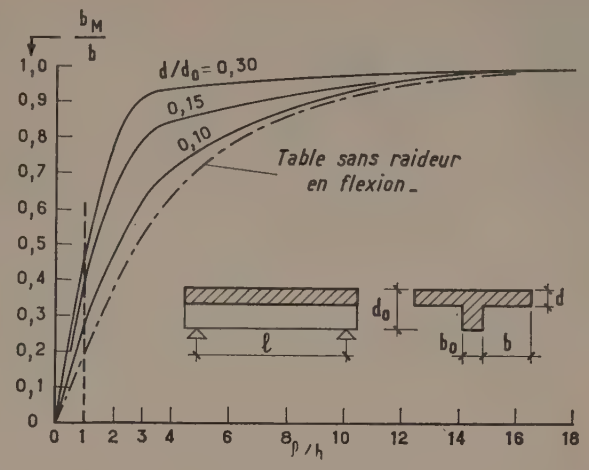
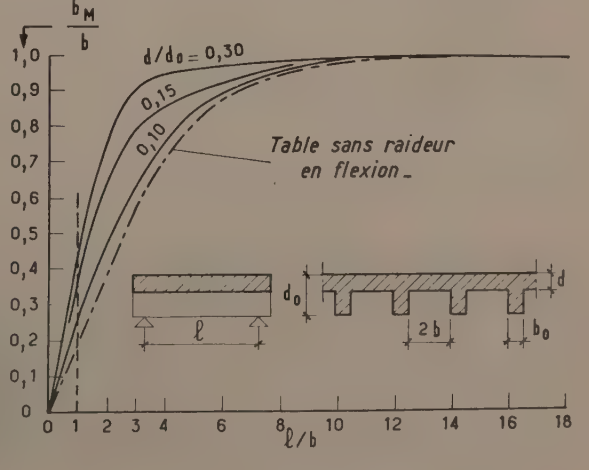


FIG. 4. — **Poutre en T isolée. Largeur efficace b_M de la table à mi-portée, pour une charge uniforme.**

Les valeurs indiquées sont valables pour une répartition uniforme (ou pratiquement uniforme) des charges appliquées. Elles sont également applicables dans le cas d'une répartition triangulaire, parabolique ou sinusoïdale des charges; elles le sont encore dans le cas d'un moment constant.

Par contre, si la poutre en T supporte une charge localisée, la largeur efficace de la table de compression subit une striction très caractéristique, au voisinage de cette charge. Pour une charge rigoureusement concentrée, le Comité Européen propose un coefficient multiplicatif de minoration, dont la valeur varie linéairement de 0,5 à 0,9, lorsque le rapport de la portée de la poutre à la largeur de la table varie de 0 à 20. En fait, dans la réalité, il n'existe guère de charges rigoureusement concentrées. D'ailleurs, lorsque la longueur de la zone d'application de la charge localisée dépasse le dixième (1/10) de la portée de la poutre, aucune minoration n'est prévue.

FIG. 5. — **Poutres en T multiples. Largeur efficace b_M de la table à mi-portée, pour une charge uniforme.**



Pour les cas intermédiaires, on peut procéder à une interpolation linéaire.

Dans le cas de *poutres en T continues*, — ou, plus généralement, dans celui des poutres en T, pour lesquelles se présentent, pour un état de charges déterminé, des changements de signe du moment fléchissant, — les mêmes recommandations sont applicables, pour la détermination de la largeur efficace de la table, à condition d'adopter, comme valeur de la portée libre, celle de la distance entre les points de moment nul.

Dans les cas où existent simultanément différents systèmes de sollicitations, qui, s'ils agissaient isolément, détermineraient les moments M_1, M_2, ... et les largeurs efficaces b_{M_1}, b_{M_2}, ..., la largeur efficace b_M de la poutre en T sera calculée d'après la formule :

$$b_M = \frac{M_1 + M_2 + \cdots}{\frac{M_1}{b_{M_1}} + \frac{M_2}{b_{M_2}} + \cdots}$$

Par ailleurs, des recommandations particulières ont été formulées, — d'une part, lorsque la section considérée se trouve au voisinage d'un appui libre : dans ce cas, la largeur efficace de la table ne pourra pas excéder la distance entre l'appui et la section considérée, — d'autre part, lorsque l'âme se trouve raccordée à la table par des goussets : dans ce cas, la largeur réelle de la nervure sera remplacée, dans le calcul, par une largeur fictive, qui tiendra compte des caractéristiques géométriques du gousset.

Enfin, le Comité Européen a admis que, dans le cas d'un calcul approché de poutre en T, on pouvait supposer, en première approximation, que la largeur efficace de la table était proportionnelle, — soit à la portée libre, dans le cas d'une poutre sur appuis simples, — soit, à la distance entre les points de moment nul, dans le cas d'une poutre continue. Comme valeur moyenne de ce coefficient de proportionnalité, on peut admettre, pour une charge quelconque, la valeur $\frac{1}{10}$.

Ces diverses propositions, concernant le calcul des poutres en T, complètent la méthode générale de calcul en flexion.

FLAMBEMENT

Le phénomène de flambement constitue également l'un des critères possibles de rupture. Il a été étudié systématiquement, du point de vue théorique et du point de vue expérimental, par une Commission du Comité Européen, dont le Rapporteur est le Docteur Aas-Jakobsen, d'Oslo; parmi ses membres, la Commission comprend également M. Robinson.

Le principe fondamental de la proposition de M. Aas-Jakobsen est de *ramener le calcul de flambement au calcul usuel de rupture en compression excentrée.*

En effet, si l'on considère une pièce soumise à une compression axiale, on constate que, dans une section transversale quelconque, l'effort normal présente une excentricité, qui se compose : — d'une part, de l'excentricité connue ou intentionnelle, résultant des dispositions prévues de la construction, — d'autre part, de l'excentricité accidentelle et inévitable, résultant des défauts de l'exécution, — et, enfin, de la flèche, correspondant aux déformations de flexion de la pièce, qui résultent des deux premières composantes de l'excentricité. La valeur de cette flèche est influencée par le fluage du béton.

Ainsi, dans la pratique, la compression centrée, — dite « compression simple », — n'existe pas, car, en fait, elle se complique toujours de flexion, — ce qui rend inapplicable la théorie classique du flambement élastique. C'est pourquoi le Comité Européen s'est orienté résolument vers un mode de calcul à rupture, basé sur le fait que les conditions de rupture d'une pièce comprimée permettent de calculer approximativement sa flèche maximale, à l'état de rupture; les efforts de rupture étant alors connus, la résistance au flambement peut être évaluée, d'après les procédés généraux de calcul en compression excentrée et en flexion composée.

En somme, tout se passe comme si l'on devait calculer la section à rupture en compression excentrée, en tenant compte d'un moment complémentaire, agissant en même temps que l'effort normal. L'expression de ce moment complémentaire se déduit facilement des hypothèses de base du calcul en flexion, suivant :

$$M_c = 0{,}3\ N\ h_t \frac{\sigma_0}{\sigma_E},$$

expression dans laquelle N représente l'effort normal utile, supposé calculé suivant la théorie du premier ordre et multiplié par le coefficient de sécurité correspondant; h_t représente la hauteur géométrique totale de la section; σ_0 représente la résistance de référence, utilisée pour le calcul d'une pièce courte en compression excentrée, c'est-à-dire la résistance sur cylindre, ou les neuf-dixièmes de cette résistance sur cylindre, suivant le sens de bétonnage de la pièce; enfin, σ_E représente la contrainte caractéristique d'Euler, calculée suivant les formules habituelles. Ainsi, par exemple, dans le cas d'un poteau articulé à ses deux extrémités, la contrainte caractéristique d'Euler est égale à :

$$\sigma_E = E_0 \frac{\pi^2}{\lambda^2},$$

expression dans laquelle E_0, module d'Young du béton, est pris égal approximativement à 1 000 σ_0 et dans laquelle λ, coefficient d'élancement, correspond au rapport de la longueur libre du poteau au rayon de giration de la section de béton, compte non tenu des armatures.

Ce mode de calcul du flambement présente un caractère d'application tout à fait général : il est applicable pour les pièces armées et pour les pièces non armées, — quelle que soit la valeur du pourcentage d'armature, — quelle que soit l'excentricité de l'effort normal; — il est également applicable au dimensionnement des éléments à deux dimensions, — tels que, par exemple, les dalles, les voiles, les coques minces.

D'ailleurs, le contrôle expérimental de cette proposition sur les 143 résultats d'essais, rassemblés par le Comité Européen, a conduit, pour des valeurs du coefficient d'élancement comprises entre 40 et 140, à une valeur moyenne 1,16 du rapport entre l'effort observé et l'effort théorique de flambement; l'écart quadratique moyen s'est élevé à 15 %.

Des études complémentaires ont été poursuivies, en vue de tenir compte du fluage pouvant résulter d'une longue durée d'application des charges. Les résultats expérimentaux de flambement sous chargement de longue durée étant encore très rares, le Comité Européen a dû se limiter, pour le moment, à des recommandations de caractère général. S'il convient de tenir compte de l'effet d'une charge de longue durée γN, (γ représentant le rapport de la charge permanente à la charge totale), on

devra multiplier le moment complémentaire par un coefficient $(1 + \gamma\psi)$. La valeur du coefficient ψ, qui doit être comprise entre 0 et 1, selon l'importance des déformations plastiques prévisibles, ne peut encore être définie avec précision; il semble, néanmoins, que la valeur $\psi = 0{,}6$ puisse être provisoirement utilisée.

FISSURATION

L'un des calculs complémentaires du calcul de résistance est constitué par la vérification de la fissuration de la pièce considérée, dans ses conditions de service. Au Comité Européen, ces problèmes ont été étudiés par une Commission de travail, constituée en 1956, lors de la session de Madrid, sous l'autorité de M. Brice.

Ces trois années d'activités ont essentiellement été consacrées à la recherche d'une documentation expérimentale complète et à la comparaison systématique des diverses théories de calcul de la fissuration, en traction ou en flexion, en vue de la proposition d'une théorie de synthèse, pouvant servir de base à des recommandations du Comité Européen.

Le premier problème a consisté à déterminer les *valeurs admissibles de l'ouverture des fissures*, dans les conditions de service, — compte tenu du type de la structure, du mode de chargement de la construction et du milieu ambiant, dans lequel elle doit être exploitée. La Commission « Fissuration » du Comité Européen, se basant notamment sur les observations réalisées aux Pays-Bas et en Suède, d'après le comportement réel d'ouvrages fissurés, a considéré, a priori, les tolérances suivantes :

0,1 mm, pour les éléments de construction, soumis à des actions très aggressives;

0,2 mm, pour les éléments de constructions ordinaires, non protégés;

0,3 mm, pour les éléments de construction ordinaire protégés.

Mais, lors de la session de Vienne, il a été convenu de ne pas expliciter ces tolérances dans le texte des Conclusions, en raison de la difficulté de procéder dans la pratique à des vérifications précises et du grand nombre de facteurs, qui interviennent effectivement dans le phénomène. Il a été rappelé notamment que le recouvrement des aciers et la qualité du béton d'enrobage exercent une grande influence sur le risque de corrosion des aciers.

De toute façon, il faut bien insister, avant toute proposition de calcul, sur le fait fondamental que la fissuration constitue un phénomène essentiellement aléatoire, dont le processus dépend de très nombreux paramètres, souvent mal définis.

L'ouverture des fissures dépend surtout de la forme des barres (lisses ou rugueuses), du diamètre et de la contrainte de traction des aciers, ainsi que du pourcentage d'armatures, rapporté à une certaine section de béton d'enrobage, considérée comme section de référence.

A titre d'exemples, sous réserve d'une comparaison statistique avec les résultats expérimentaux et avec les dispositions constructives usuelles des ouvrages, le Comité Européen a proposé deux définitions différentes de cette section de référence de béton d'enrobage, et, à partir de ces deux définitions, deux méthodes de calcul simplifié, applicables aux pièces sollicitées en flexion ou en traction :

Dans la première proposition, due à M. Brice, on considère, comme section de référence, la section de béton entourant les armatures principales et possédant le même centre de gravité que l'ensemble des aciers, — étant entendu que cette définition se rapporte à des sections comportant des lits normaux d'armatures, réparties d'une manière sensiblement uniforme. Cette proposition n'est valable que si le pourcentage d'armature, correspondant à cette section de référence, se trouve compris entre 2 % et 20 % environ; le cas des dalles doit encore faire l'objet d'études ultérieures de la Commission.

Le calcul de fissuration consiste à vérifier que, dans les conditions de service de l'ouvrage, le diamètre $\varnothing$ des armatures, leur contrainte de traction σ_{af} au droit de la fissure et le pourcentage d'armature ϖ_1 satisfont à la condition suivante :

$$(0{,}40 + 4{,}50\,\varpi_1)\,\frac{\varnothing}{\varpi_1}\,\sigma_{af} \leqslant \alpha,$$

ou bien, si l'on envisage la limite élastique σ_e de ces aciers et le coefficient de sécurité γ_0 correspondant :

$$(0{,}40 + 4{,}50\,\varpi_1)\,\frac{\varnothing}{\varpi_1}\,\frac{\sigma_e}{\gamma_0} \leqslant \alpha.$$

Les valeurs de α, pour les barres lisses et pour les barres rugueuses, ont été déterminées, d'après les statistiques expérimentales, pour diverses conditions d'exploitation des ouvrages :

PROFIL DE L'ACIER	ÉLÉMENTS SOUMIS A DES ACTIONS TRÈS AGRESSIVES (1)	ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTIONS ORDINAIRES	
		non protégés (2)	protégés (3)
Barres lisses.	2 100	4 200	6 300
Barres rugueuses.	3 300	6 600	9 900

Unités : $\varnothing$ en mm, σ_{af} en kg/mm².

Certaines délégations ont fait remarquer qu'il était très difficile de pouvoir garantir, avec une armature en barres lisses, une ouverture de fissure compatible avec des actions très agressives. C'est pourquoi il n'est pas recommandé d'utiliser des barres lisses dans des cas semblables.

Dans la deuxième proposition, due au Professeur Rüsch, de Munich, on suppose que la section de béton de référence est une fraction à peu près constante de la section totale de l'âme. Dans le cas des poutres à section rectangulaire, la section de référence est prise égale à la section totale de l'âme. Dans le cas des tirants ou des poutres à talon, la section de référence est prise égale au triple de la section totale du tirant ou du talon.

Le calcul de fissuration consiste à vérifier que, dans les conditions de service de l'ouvrage, le diamètre $\varnothing$ des armatures, leur contrainte de traction σ_{af} au droit de la fissure et le pourcentage d'armature ϖ_2, correspondant à la section de béton de référence, satisfont à la condition suivante :

$$\varnothing \leqslant \beta\,\frac{\varpi_2}{(\sigma_{af})^2},$$

ou bien, si l'on envisage la limite élastique σ_e de ces aciers et le coefficient de sécurité γ_0 correspondant :

$$\varnothing \leqslant \beta\,(\gamma_0)^2\,\frac{\varpi_2}{(\sigma_e)^2}.$$

Les valeurs de β, pour les barres lisses et pour les barres rugueuses, ont été déterminées par le Professeur Rüsch, d'après les résultats de ses propres essais, pour diverses conditions d'exploitation des ouvrages :

PROFIL DE L'ACIER	ÉLÉMENTS SOUMIS A DES ACTIONS TRÈS AGRESSIVES (1)	ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTIONS ORDINAIRES	
		non protégés (2)	protégés (3)
Barres lisses.	—	5×10^5	10×10^5
Barres rugueuses.	$2{,}5 \times 10^5$	12×10^5	22×10^5

Unités : $\varnothing$ en mm, σ_{af} en kg/mm².

Ces propositions de calcul sont valables en flexion ou en traction, mais ne tiennent pas compte de l'influence de l'effort tranchant. Les premières recherches théoriques et expérimentales, poursuivies en ce domaine, semblent indiquer que l'ouverture des fissures tend à augmenter sensiblement, en fonction des contraintes de cisaillement. Il en est de même des fissures dans l'âme, qui sont susceptibles d'apparaître dans les poutres de grande hauteur. Des précautions constructives doivent être prises, en vue de réduire les fissures d'âme, dont l'ouverture peut dépasser notablement celle des fissures voisines de la zone des armatures principales de traction : il est suggéré, à cet effet, de disposer, le long des parements de l'âme, des armatures longitudinales ou des treillis à mailles rectangulaires, dont le dimensionnement doit faire l'objet d'études ultérieures de la Commission « Fissuration ».

Enfin, il est rappelé, dans le texte des Conclusions de la session de Vienne, que l'ouverture des fissures peut être influencée par les divers effets thermiques ou hygrométriques, — ainsi que par le mode et la durée d'application des sollicitations (sollicitations répétées ou alternées, sollicitations de longue durée). La prise en compte de ces paramètres doit être également étudiée au Comité Européen.

DÉFORMATIONS

Parallèlement au calcul des conditions de fissuration des ouvrages, la vérification des déformations en service, — et, plus particulièrement, celle des flèches, — ont fait l'objet de recommandations pratiques, lors de la récente session du Comité Européen. Ces recherches ont été poursuivies, sous la direction du Docteur Soretz, de Vienne, dans une Commission à laquelle M. Robinson et M. Brice ont activement collaboré.

En 1957, lors de la session de Rome, M. Robinson avait déjà présenté une proposition de calcul des déformations, basée sur l'expression analytique de la courbure dans une section. Dans cette proposition, le calcul de l'allongement de l'armature est basé sur la théorie de fissuration de M. Brice, tandis que celui du raccourcissement du béton tient compte, non seulement de l'action instantanée des charges, mais également de l'effet du fluage et du retrait.

Ce calcul de la courbure étant effectué pour un nombre suffisant de sections, réparties sur toute la longueur de la pièce considérée, il suffit, pour déterminer la déformée, de procéder à une double intégration numérique. A l'issue des discussions de Vienne, cette proposition de calcul a été adoptée par le Comité Européen, en particulier, dans le cas des ouvrages de grandes dimensions. En effet, il a été objecté que, dans les cas les plus courants de la pratique quotidienne, cette méthode de calcul des déformations risquait de conduire à des calculs trop importants; pour que l'utilisation de cette méthode puisse être généralisée, il serait donc désirable de pouvoir la présenter sous forme d'abaques ou de tableaux numériques, facilitant son emploi dans les bureaux d'études.

Dans cette attente, le Comité Européen recommande d'utiliser, dans le cas des ouvrages ne présentant pas un caractère exceptionnel, une méthode de détermination des flèches, basée sur une proposition du Professeur Jäger, de Vienne, et simplifiée par approximation :

Suivant cette proposition, le *calcul des flèches sous chargement de courte durée* peut être effectué :

a) jusqu'à fissuration, en section homogène (Etat I), avec une raideur égale à :

$$K_I = E_b\,I_I,$$

expression dans laquelle E_b, module d'Young du béton, peut être pris égal à : $18\,000\,\sqrt{\sigma_{28}\ (\mathrm{kg/cm^2})}$ et dans laquelle I_I représente le moment d'inertie en section homogène. La flèche partielle correspondante est égale à :

$$f_I = \alpha l^2\,\frac{M_I}{K_I},$$

expression dans laquelle M_I représente le moment fléchissant lors de l'apparition des premières fissures, calculé en section homogène pour la résistance en traction du béton, et dans laquelle le coefficient α doit tenir compte de la disposition des charges et de la répartition correspondante des moments.

b) après apparition de la fissuration (Etat II), avec une raideur égale à :

$$K'_{II} = 0{,}75\,E_a A h^2\,(1 - 2\,\varpi_0)\left(1 - \frac{2}{3}\,\varpi_0\right),$$

expression dans laquelle E_a, module d'Young de l'acier, peut être pris égal à 21 000 kg/mm² et dans laquelle ϖ_0 représente le pourcentage relatif d'armatures. La flèche partielle correspondante est égale à :

$$f'_{II} = \alpha l^2\,\frac{M_{II}}{K'_{II}},$$

expression dans laquelle M_{II} représente la différence entre le moment fléchissant total M et le moment partiel M_I correspondant à l'apparition de la fissuration.

La flèche totale f_0, pour un chargement de courte durée, est égale à la somme des deux flèches partielles f_I et f'_{II}. Toutefois, le calcul comporte une vérification complémentaire : il faut vérifier, en effet, que la flèche totale f_0 ne dépasse pas la flèche f_{II}, calculée dans l'état de fissuration, sans tenir compte de l'état homogène. Soit :

$$f_0 = f_I + f'_{II} \leqslant f_{II} = \alpha l^2\,\frac{M}{K_{II}},$$

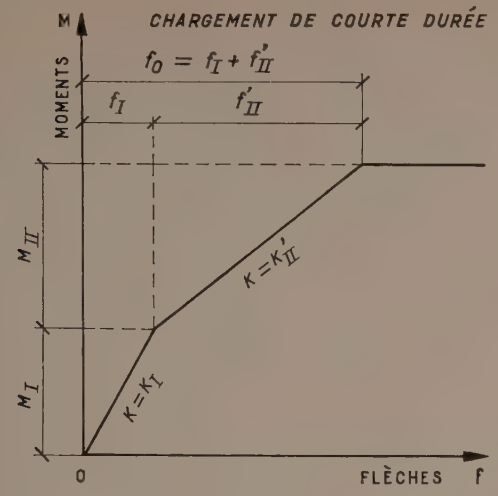


FIG. 6.

expression dans laquelle la raideur K_{II} est prise égale à :

$$K_{II} = E_a A h^2 (1 - 2\varpi_0)\left(1 - \frac{2}{3}\varpi_0\right) \qquad \text{(fig. 6).}$$

On peut tenir compte de l'*influence d'un chargement de longue durée*, — compte tenu de l'effet du fluage et du retrait, — en triplant la flèche, telle qu'elle résulte du calcul précédent, pour la part de charge qui peut être considérée comme charge permanente.

Si le chargement de longue durée est effectué, en plusieurs stades, à des intervalles de temps importants, on peut également tenir compte de l'influence d'une plus longue durée de durcissement sur la résistance, sur le fluage et sur le retrait du béton. C'est ainsi que :

a) pour une durée de durcissement dépassant trois mois, la résistance du béton peut être prise égale à 1,1 fois la résistance de base, tandis que l'influence de la durée de chargement peut être réduite aux trois quarts de sa valeur initiale;

b) pour une durée de durcissement dépassant six mois, la résistance du béton peut être prise égale à 1,2 fois la résistance de base, tandis que l'influence de la durée de chargement peut être réduite aux soixante cinq centièmes de sa valeur initiale.

Comme pour la fissuration, le problème complémentaire du calcul des déformations consiste à déterminer les valeurs maximales des flèches admissibles en service et compatibles avec une exploitation normale de l'ouvrage. Il s'agit là d'un problème particulièrement délicat, pour lequel l'examen comparatif des divers réglements nationaux a conduit à des résultats particulièrement décevants. De toute façon, dans les cas courants, ce ne sont pas les excès de déformations ou de flèches (ou même, éventuellement, de courbure), qui constituent, en eux-mêmes, une gêne pour l'utilisation de l'ouvrage : ce sont, plus généralement, les dégâts ou les dommages que les excès de déformations d'un élément particulier de la structure peuvent entraîner dans l'ensemble de la construction. On peut citer, par exemple, dans le cas des bâtiments, le décollement et la fissuration des cloisons, des enduits, des revêtements de surface, etc., qui, sans mettre en cause la stabilité de la construction, peuvent causer néanmoins des dommages très importants et très coûteux.

Il n'a pas été possible, lors de la session de Vienne, d'aboutir, sur ce point, à des recommandations précises. Le texte des conclusions indique seulement que « la limitation nécessaire des flèches peut être également obtenue grâce à une limitation des élancements ». D'ailleurs, cette limitation figurait déjà dans certains règlements antérieurs; à l'heure actuelle, le Comité des Normes Allemandes envisage d'adopter la condition suivante :

$$\frac{l}{h} = \frac{90\,000}{15\,|\,\sigma_b\,| + |\,\sigma_a\,|} \leqslant 35,$$

qui se rapporte à la théorie classique et où les contraintes admissibles sont exprimées en kg /cm².

Selon les conditions aux appuis, la portée l doit être affectée d'un coefficient multiplicatif de majoration ou de minoration : 1,00, pour la poutre de référence, reposant sur deux appuis simples : 0,75, pour une poutre reposant sur un appui simple et encastrée à l'autre extrémité; 0,60, pour une poutre encastrée à ses deux extrémités; 1,20, pour une poutre-console.

Au Comité Européen, la Commission « Déformations » a été chargée de la mise au point d'une condition analogue; cette condition serait applicable, non seulement aux poutres, mais également aux éléments sollicités dans deux directions, tels que les dalles, les planchers-dalles, les planchers-champignons. Dès maintenant, la Commission entreprend, avec l'aide des bureaux de contrôle, une étude statistique des causes et des caractéristiques des dégâts réellement observés.

EFFORT TRANCHANT

Parmi les autres problèmes, dont l'étude au Comité Européen n'a pas encore permis la mise au point de conclusions pratiques, il faut citer, en tout premier lieu, le problème de l'effort tranchant. Il n'est pas utile d'énumérer toutes les difficultés d'un problème, qui, depuis la mise au point de la théorie du Professeur Mörsch, il y a cinquante ans, a passionné tous les chercheurs.

En 1957, lors de la session de Rome, M. Chambaud a présenté au Comité Européen sa théorie nouvelle de calcul et de dimensionnement à rupture des pièces soumises à un effort tranchant. Cette théorie, jointe aux nombreuses séries expérimentales réalisées dans les Laboratoires des Etats-Unis, a servi de base aux premières recherches de la Commission « Effort tranchant », dont le rapporteur est le Professeur Paduart, de Bruxelles, et où la France est représentée par M. Chambaud et par M. Robinson.

Le point essentiel des Conclusions de Vienne, relatives à l'effort tranchant, consiste dans la recommandation, faite aux Constructeurs, de *ne pas exécuter des poutres importantes sans armatures transversales*. Cette recommandation n'est pas inutile, car, dans de nombreux pays, les recherches théoriques et expérimentales envisagent, essentiellement, des poutres sans étriers.

Les autres conclusions concernent surtout les recherches futures de la Commission. Un programme expérimental détaillé a été mis au point, sur proposition de la Délégation Suisse. Ce programme très complet, qui se rapporte, en principe, à des poutres standards d'une portée de 3 m et d'une hauteur utile de 30 cm, doit comporter l'étude

systématique de tous les paramètres essentiels du phénomène :

— forme géométrique de la section (à partir de la section rectangulaire de référence, on envisage, soit un amincissement progressif de l'âme, soit l'adjonction d'une table de compression, — ce qui doit permettre l'étude des divers types de poutres à talon et de poutres en T);

— mode de chargement (charges concentrées ou charges réparties);

— pourcentage d'armature longitudinale (variable de 0,5 % à 3,5 %);

— caractéristiques d'adhérence de l'armature longitudinale (armatures lisses, rugueuses ou filetées — réparties en une, deux ou quatre barres);

— caractéristiques de l'armature de cisaillement (étriers verticaux ou inclinés, suivant des espacements de 5, 10, 15 ou 20 cm);

— résistance en compression du béton (variable de 200 à 600 kg/cm²);

— enfin, degré d'encastrement de la poutre expérimentée.

Le Comité Européen insiste également sur la nécessité absolue de connaître, avec précision, — non seulement la charge de rupture par effort tranchant, — mais également, toutes les circonstances de cette rupture, compte tenu du processus de fissuration, de la disposition exacte des armatures longitudinales et transversales par rapport à la zone de rupture, de leurs caractéristiques d'adhérence et de scellement, de l'évolution des déformations, etc... Ces renseignements sont rigoureusement indispensables à une interprétation valable de l'essai; en effet, c'est souvent par manque de renseignements suffisants qu'un très grand nombre d'essais antérieurs ont dû être éliminés de notre documentation expérimentale.

Dans un avenir que nous espérons aussi proche que possible, la réalisation de ce programme d'essais doit pouvoir permettre à la Commission d'entreprendre la mise au point d'une *théorie générale de l'effort tranchant.* Évidemment, ce programme ambitieux ne constitue encore qu'une recommandation du Comité Européen, à l'adresse de tous les laboratoires d'essais et de recherches. Nous ne nous dissimulons pas les difficultés techniques et financières qui sont liées à la réalisation d'un tel projet, qui comporte quelques centaines d'essais de poutres, mais, devant l'intérêt témoigné par certains organismes de recherches, nous conservons l'espoir que ce programme entrera prochainement dans sa phase d'exécution.

A l'heure actuelle, nous procédons à la mise au point d'une première série d'essais, beaucoup plus limités, mais exécutés avec le maximum de précautions et de mesures, au Laboratoire de Naples, sous la direction du Professeur Giangreco. Il s'agit de l'expérimentation de 64 poutres, dont les résultats doivent nous permettre de compléter notre documentation actuelle, en vue de la mise au point rapide d'une *méthode simplifiée de calcul*, qui n'aurait encore qu'un caractère provisoire, mais qui permettrait dès maintenant, à la nouvelle Commission « Recommandations pratiques » d'établir des règles pratiques de calcul à rupture de l'effort tranchant; ces règles provisoires pourraient être modifiées ou remaniées, au fur et à mesure de l'évolution de nos connaissances.

Deux cas pourraient être envisagés a priori, suivant l'importance des rôles respectifs de l'effort tranchant et du moment fléchissant :

Dans le cas où l'effet de l'effort tranchant serait prépondérant, — par exemple, dans les zones voisines d'une charge concentrée ou d'une réaction d'appui, dans lesquelles les fissures sont très inclinées, — la Commission a l'intention de s'orienter vers une « théorie de bielles », qui constituerait un aménagement de la théorie actuelle, mais dans laquelle les bielles de béton pourraient être considérées, non plus comme articulées, mais comme encastrées dans la table de compression, — ce qui permettrait d'expliciter la contribution de cette table à la résistance au cisaillement.

Cette proposition, — qui s'apparenterait à la théorie de M. Chambaud et qui mettrait également en évidence la notion d' « efficience des ligatures », — permettrait de distinguer les divers types de rupture par effort tranchant :

— rupture d'écrasement du béton des bielles;

— rupture des étriers;

— rupture d'ancrage des armatures longitudinales de traction.

Cette distinction entre les différents modes possibles de la rupture est absolument indispensable au projeteur, lors du dimensionnement de chacun des éléments de la pièce considérée; de plus, elle doit influencer la détermination des coefficients de sécurité correspondants, compte tenu du caractère plus ou moins brutal de la rupture.

Dans le cas où l'effet du moment fléchissant serait prépondérant et où l'effort tranchant ne jouerait, pour ainsi dire, qu'un rôle perturbateur, — par exemple, au voisinage des zones de moment maximal, dans lesquelles les fissures sont pratiquement verticales, — la Commission tend à s'orienter vers une extension de la théorie de rupture en flexion, en s'inspirant d'une proposition récente du Professeur Paez, de Madrid, basée sur les hypothèses de calcul en flexion du Comité Européen et sur les résultats d'essais triaxiaux du Professeur Bresler, de l'Université de Berkeley.

Nous ne nous cachons pas que cette première proposition de calcul ne constituera qu'un premier pas vers la mise au point d'une théorie générale de l'effort tranchant, mais nous nous permettons d'espérer que, dès maintenant, ces recommandations provisoires pourront aider les constructeurs dans le dimensionnement de leurs structures.

SÉCURITÉ

Un autre problème fondamental, étudié au Comité Européen, a été celui de la Sécurité des ouvrages. Une Commission a été créée à cet effet, en liaison avec le Conseil International du Bâtiment, sous la direction du Professeur Torroja, de Madrid; parmi ses membres, cette Commission compte notamment M. Esquillan.

Lors des sessions de Madrid et de Rome, en 1956 et 1957, une proposition de calcul de la sécurité, concernant notamment les constructions ne présentant pas un caractère exceptionnel, a été adoptée par le Comité Européen. Cette proposition, basée sur des principes probabilistes, introduit, dans le calcul, la notion de « valeurs caractéristiques » des sollicitations et des résistances. On démontre notamment que ces valeurs caractéristiques coïncident pratiquement avec la moyenne de la moitié supérieure (dans le cas des sollicitations) ou de la moitié inférieure

(dans le cas de la résistance du béton ou de la limite élastique de l'acier) des mesures expérimentales, supposées au moins égales à 20. A ces valeurs caractéristiques, sont appliqués, suivant les cas, des coefficients de majoration ou des coefficients de minoration.

C'est ainsi que les sollicitations de base, à introduire dans le calcul, sont égales aux sollicitations caractéristiques, multipliées par un coefficient de majoration, qui dépend, par définition :

— de la valeur admissible de la probabilité d'effondrement de l'ouvrage;

— de l'écart quadratique moyen entre les sollicitations réelles et les sollicitations prévues;

— de la conception de la structure;

— de l'exactitude des hypothèses de base du calcul;

— de la nature des liaisons;

— de la possibilité d'erreurs matérielles dans l'exécution des calculs; ainsi que :

— des conditions d'exécution et de l'efficience du contrôle sur chantier.

A titre indicatif, la Commission a proposé un coefficient de majoration 1,25, valable dans le cas d'une étude et d'une exécution aussi soignées que possible; des majorations supplémentaires sont prévues, dans le cas d'une exécution de qualité moyenne ou de risques de gravité exceptionnelle.

Un calcul analogue est prévu pour les résistances. Les résistances de base, à introduire dans le calcul, sont égales aux résistances caractéristiques, divisées par un coefficient de minoration, qui doit tenir compte, par définition, des dispersions dues aux conditions d'exécution sur chantier et qui doit, de ce fait, avoir une valeur plus élevée pour le béton que pour l'acier, qui est un produit industriel. Suivant la valeur du pourcentage d'armatures de la pièce à dimensionner, c'est l'un ou l'autre de ces coefficients qui doit être introduit dans le calcul de résistance.

Pratiquement, *la structure devra être dimensionnée, de telle manière que ses divers éléments de construction, soumis aux sollicitations de base du calcul ne puissent dépasser un état-limite, correspondant aux résistances de base du béton et de l'acier.*

Cette proposition est valable pour le calcul en flexion et en compression. Des études complémentaires sont actuellement entreprises pour la détermination de la sécurité au flambement, à la fissuration, et, dans un stade ultérieur, de la sécurité à l'effort tranchant.

NOTATIONS

Tel est l'essentiel des recommandations actuelles de calcul du Comité Européen. Pour être complet, il faut également mentionner les activités de la Commission, chargée de la mise au point de « Notations unifiées », concernant les ouvrages en béton. Chacun sait que la confusion des notations constituent souvent, — davantage encore que la diversité des langages ou des unités employées, — l'un des obstacles les plus graves à la compréhension internationale dans le domaine technique.

En ce qui concerne plus particulièrement le béton, le Comité Européen s'est donné pour tâche de préparer, en liaison avec l'I.S.O., une proposition de notations unifiées, dont les principes ont été définis lors de la récente session de Vienne. Les recommandations suivantes ont été formulées :

Les majuscules latines seraient utilisées pour les surfaces et pour toutes les grandeurs statiques qui s'en déduisent, ainsi que pour les forces et les moments, y compris les réactions d'appui.

Les minuscules latines seraient utilisées pour les longueurs, ainsi que pour les sollicitations unitaires.

Les majuscules grecques seraient à éviter, autant que possible.

Les minuscules grecques seraient utilisées pour les contraintes et pour les coefficients sans dimension.

En ce qui concerne les indices, il a été recommandé d'utiliser : — l'indice *a* pour l'acier, — l'indice *b* pour le béton, — l'indice *e* pour la limite d'écoulement d'un acier à palier, — l'indice 0,2 pour la limite élastique conventionnelle d'un acier écroui à froid, — et, enfin, l'indice *r* pour la rupture d'un matériau. Par ailleurs, la traction et la compression seraient, en général, distinguées par le signe algébrique de leurs contraintes ou de leurs déformations; mais, en cas de nécessité, on pourrait introduire un accent, pour tout ce qui se rapporte à la compression. Enfin, il a été recommandé, autant que faire se peut, d'éviter les indices multiples.

Sur ces bases, la Commission a été chargée d'élaborer une liste des notations nécessaires; ces notations pourraient servir, dès maintenant, à la rédaction des travaux et des communications du Comité Européen. Elles seraient soumises ensuite à l'approbation de l'I.S.O.

PROGRAMME DE TRAVAIL

Ce bref exposé des conclusions techniques de la session de Vienne sera complété très prochainement par la publication du texte officiel de ces conclusions, de leurs commentaires et de leurs annexes; nous procéderons également à la diffusion du compte rendu complet des travaux et des discussions de cette session.

Malheureusement, malgré plus de quarante heures de séances, de très nombreux problèmes n'ont pas encore été étudiés. Le caractère très restreint de nos conclusions techniques montre bien toute l'ampleur du programme d'études et de recherches, qu'il nous reste à réaliser durant les prochaines années. L'étude de certaines questions, qui comptent parmi les plus fondamentales de la technique du béton, — telles, par exemple, que la prise en compte des phénomènes d'adaptation et leur application au calcul général des structures, — n'a pas encore été entreprise par le Comité Européen. C'est pourquoi, lors de la session de Vienne, de nouvelles commissions de travail ont été constituées.

Parmi ces commissions, l'une des plus importantes est chargée, sous la direction du Dr Soretz, de Vienne, du *calcul de l'adhérence et des ancrages;* M. Lebelle collabore à cette commission.

Une autre commission de travail, à laquelle appartient également M. Lebelle, est chargée du problème général du comportement à rupture des dalles, et, plus particulièrement, du *calcul pratique des planchers-dalles et des planchers-champignons.* Cette commission, dont le rapporteur est le Professeur Haas, de La Haye, entreprend actuellement la rédaction d'un rapport de synthèse, qui doit faire le point des études et des recherches expérimentales en ce domaine particulièrement important.

Quant à l'analyse systématique des phénomènes d'adaptation, elle vient d'être confiée à une commission « Hyperstatisme », à laquelle doit collaborer M. Guyon et dont le rapporteur est le Professeur Baker, de Londres. Les travaux de cette commission ont déjà fait l'objet d'un rapport préliminaire.

Enfin, parmi les nouvelles commissions de travail du Comité Européen, il nous faut rappeler ici la commission des « Recommandations pratiques à l'usage des Constructeurs », que nous avons déjà mentionnée, à diverses reprises, au cours du présent exposé, et dont la direction a été confiée à M. Esquillan. C'est à cette Commission qu'à été confiée la tâche d'établir progressivement, au fur et à mesure du développement de nos travaux, les bases européennes d'un calcul à rupture du béton armé.

Ces Commissions travaillent en liaison directe et étroite avec celles de l'American Concrete Institute, dont les trois représentants permanents au Comité Européen, — le Dr Hognestad, le Professeur Siess et M. Reese, — échangent, systématiquement, leurs études et leurs résultats avec les rapporteurs européens des Commissions intéressées. Une traduction anglaise de nos divers bulletins d'information doit être prochainement diffusée dans les instituts de recherches et les bureaux d'études des États-Unis, de la Grande-Bretagne et du Commonwealth. Une collaboration d'un type analogue est également prévue avec l'Académie Soviétique de l'Architecture et de la Construction.

C'est grâce à cet esprit de collaboration que pourront être conjugués les efforts de tous les techniciens du béton, — ces efforts, qui doivent permettre une meilleure connaissance du comportement et de la sécurité des ouvrages et, par là-même, contribuer à la réalisation de constructions plus économiques et plus rationnelles.

M. Le Président. — *Vous avez applaudi M. Saillard qui nous a fait parcourir un panorama très vaste, en passant en revue un ensemble de problèmes difficiles. Il a conclu cependant que leur résolution était très simple. Peut-être ceux pour lesquels il s'agit d'un premier contact avec le calcul à rupture ne seront-ils pas de cet avis, mais je pense qu'une accoutumance est nécessaire et qu'en tout cas je peux féliciter M. Saillard pour la clarté et la précision de son exposé.*

Je convie maintenant ceux qui voudraient poser des questions ou préciser certaines positions de bien vouloir prendre la parole.

DISCUSSION

M. Lebelle. — Je voudrais seulement donner une précision concernant les « largeurs efficaces » des tables de compression des poutres en té.

Cette question a été étudiée non seulement du point de vue théorique mais aussi expérimentalement.

L'étude théorique dans le domaine élastique, a donné les résultats qui ont été indiqués par M. Saillard. L'étude expérimentale a confirmé convenablement les résultats obtenus par la théorie, mais indiqué aussi que, lorsque les charges appliquées sont assez intenses pour que la pièce en essai se déforme plastiquement, les « largeurs efficaces » augmentent rapidement, en sorte que, quand la rupture survient, la table entière intervient.

Cette constatation tendrait à faire adopter des règles assez simples pour la détermination de la « largeur efficace » à prendre en compte dans un calcul à rupture, au moins pour les pièces n'ayant à supporter que des charges uniformément réparties. Ces règles ne seraient pas éloignées de celles suivies en France depuis 1906, sous réserve toutefois des vérifications relatives aux coutures des ailes à l'âme et de la stabilité élastique des ailes.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

(Reproduction interdite)

Édité par la Documentation Technique du Batiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris-XVIe
7057-3-4-60. Typ. Firmin-Didot et Cie, Mesnil (Eure). Dépôt légal 2e trim. 1960. *(Ann. I. T. B. T. P. Le Directeur-Gérant : P. Guérin.)*

SUPPLÉMENT AUX

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

Treizième Année. Nos 147-148 MARS-AVRIL 1960

DOCUMENTATION TECHNIQUE

147-148

RÉUNIE EN NOVEMBRE 1959

SERVICE DE DOCUMENTATION

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics peut en général fournir la reproduction *in extenso* des documents figurant à l'index analytique de documentation : sur microfilms négatifs de 35 mm qui peuvent être lus en utilisant soit un agrandisseur photographique courant, soit un lecteur de microfilms ou sur papiers positifs pour lecture directe.

Les demandes de documents doivent comporter le numéro d'ordre placé en tête de l'analyse, le titre du document et le nom de l'auteur.

Prix des reproductions photographiques (port en sus) :

Microfilms — la bande de 5 images	**250 F**
Positifs sur papier — la page :	
Format 13 × 18	**110 F**
18 × 24	**130 F**
21 × 27	**170 F**

Minimum de perception..... 350 F

Ces prix sont susceptibles de variation.

Pour tous renseignements s'adresser à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris-XVIe.

I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION

Les références de chaque article sont données dans l'ordre suivant : Numéro d'ordre, titre de l'article, nom de l'auteur, nom de la revue, date, numéro du fascicule, nombre de pages, nombre de planches.

Sauf indication contraire, les documents signalés sont rédigés dans la langue de leur titre original, qui est reproduit entre parenthèses, à la suite de la traduction de ce titre en français.

C. — SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

Ca RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX

1-147/148. **Cours de résistance des materiaux** (Advanced structural analysis). BORG (S. F.), GENNARO (J. J.); Edit. : ***Van Nostrand***, Cy. Inc., U. S. A. (1959), 1 vol., xiii + 368 p., nombr. fig., nombr., réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2808 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 234.59.

CDU 624.01/04 : 539.3/5 (03).

2-147/148. **Sur l'influence de la précontrainte des poteaux des portiques hyperstatiques** (Sull'influenza della precompressione dei piedritti dei portali iperstatici). CERVI (S.); *G. Genio civ.*, Ital. (juin 1959), n° 6, p. 482-485, 5 fig. — E. 59120.

CDU 624.04 : 624.072.33.

3-147/148. **Comportement à la flexion des plastiques renforcés par des matières fibreuses** (Das Verhalten faserstoffverstärkter Kunststoffe bei Biegebeanspruchung). BEER (Fr.); *V. D. I.*, All. (1er août 1959), n° 22, p. 1045-1050, 12 fig., 10 réf. bibl. — Calcul d'une barre fléchie à armature de fibres parallèles. Influence du cisaillement. Disposition des fibres dans l'armature. — E. 59004.

CDU 624.04 : 624.072.2 : 691.175.

4-147/148. **Détermination des contraintes dans les éléments tubulaires soumis à la torsion et comportant des entailles** (Zur Spannungsermittlung in Torsionsröhren mit Ausschnitten). MADER (F. W.); *Bautechnik*, All. (août 1959), n° 8, p. 301-306, 6 fig., 5 réf. bibl. — Détermination des contraintes selon la théorie des barres, étude du voile cylindrique avec entailles. E. 59131

— E. CDU 624.043 : 624.074.4/7 : 624.078.

5-147/148. **L'influence de la déformation de la section sur les contraintes développées dans les cheminées en béton armé par la poussée du vent** (Der Einfluss der Querschnittsverformung

Les analyses sont publiées dans l'ordre des rubriques de la classification du système CORDONNIER, établie pour le rangement du fichier de documentation de l'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* et elles comportent une indexation suivant la notation de la Classification Décimale Universelle (CDU).

auf die Spannungen in Stahlbetonschornsteinen infolge Windlast). RABICH (R.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (août 1959), n° 8, p. 364-372, 17 fig., 5 réf. bibl. — Nouvelle méthode de calcul de la charge due au vent montrant l'importance des déformations de la section. Insuffisance des anciennes méthodes. — E. 59038.
CDU 624.042 : 697.85 : 624.012.45.

6-147/148. **Rapports de la Conférence mondiale sur la technique des constructions exposées aux tremblements de terre** (Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering). *Proc. World Confer. Earthquake Engng*, U.S.A. (juin 1956). — Texte de la traduction française des documents suivants : *Communication n°* 16. — Y. OTSUKI : **Développement de la construction des bâtiments résistant aux séismes au Japon** (Development of earthquake building construction in Japan), p. 16.1-16.17, 8 fig., 41 réf. bibl. (Trad. : 21 p.). — *Communication n°* 18. — W. HILLER : **Pourquoi des « règlements sur les constructions réalisées dans les zones de tremblements de terre », en Allemagne?** (Why « regulations for structures in earthquake » in Germany) p. 18.1-18.4, 8 fig. (Trad. : 5 p.). — *Communication n°* 26. — H. J. BRUNNIER : **Le développement de la construction antisismique aux Etats-Unis** (The development of aseismic construction in the United States), p. 26.1-26.6 (Trad. : 7 p.). — *Communication n°* 27. — S. OKAMOTO : **Capacité de charge des sols sableux et pression latérale des terres pendant les tremblements de terre** (Bearing capacity of sandy soil and lateral earth pressure during earthquakes), p. 27.1-27.16, 13 fig., 22 réf. bibl. (Trad : 19 p.). — E. 45455 : docum. origin. ; E. 60001 : Trad. I. T., n° 494b, 52 p.
CDU 699.841 : 624.04 : 35 (061.3).

7-147/148. **Distribution des charges par les entretoises dans les ponts à poutres en I** (Load distribution of diaphragms in I-beams bridges). WEI (B. C. F.); *Proc. A. S. C. E. (J. Struct. Div.)*, U. S. A. (mai 1959), vol. 85 n° ST 5, Pap. 2036, p. 17-55, 18 fig., 7 réf. bibl. — Types de ponts et d'entretoises considérés. — Etude des effets de différents paramètres sur le rôle des entretoises. — Comparaison des résultats fournis par le calcul dans un cas déterminé à ceux fournis par un essai en vraie grandeur. — Recommandations pour la mise en œuvre des entretoises. — E. 58342.
CDU 624.078 : 624.27 : 624.043.

8-147/148. **Effets calculés et observés des charges permanentes et des charges dynamiques de ponts-roulants sur la charpente d'un atelier** (The calculated and observed effects of dead loads and dynamic crane loads on the frame-work of a workshops building). GODFREY (D. A.), BRYAN (E. R.); *Proc. Instn civ. Engrs*, G.-B. (juin 1959), vol. 13, p. 197-214, 10 fig., 6 fig. h.-t., 4 réf. bibl. — Etude d'un bâtiment industriel à charpente en acier constituée de portiques à deux versants. D'une longueur de 165 m, ce bâtiment à une largeur de 110 m (six travées de 18,2 m) sur une moitié de sa longueur, et une largeur de 72 m (quatre travées de 18,2 m) sur l'autre moitié. — Le bâtiment est équipé de ponts-roulants électriques. — Mesures des déformations; calcul des moments fléchissants d'après les déformations observées, et comparaison avec les résultats d'essais sur modèles. — Etude des déformations dynamiques causées par les ponts-roulants. — E. 58289.
CDU 624.043/44 : 624.014.2 : 725.4 : 621.874.

9-147/148. **Méthode rapide de calcul des contraintes dans les canalisations de chauffage et de ventilation** (Time-saving procedure for piping stress analysis). HAO HSIAO (K.); *Air condition., Heat. Ventil.*, U. S. A. (juin 1959) vol. 56, n° 6, p. 81-96, 20 fig., 5 réf. bibl. — E. 58485. CDU 624.043 : 697.33 : 624.078.

10-147/148. **Les sollicitations auxquelles sont soumises les galeries sous pression précontraintes. I. II. fin** (Ueber die Beanspruchung in vorgespannten Druckstollen). SWIDA (H. W.); *Bautechnik*, All. (avr. 1959), n° 4, p. 121-128, 12 fig., 7 réf. bibl.; (juin 1959), n° 6, p. 229-232, 4 fig., 8 réf. bibl. — Etude des différentes contraintes produites par l'injection sous pression de mortier dans le vide compris entre la paroi métallique de la conduite enrobée et son revêtement intérieur en béton. — Influence du retrait et du fluage du béton ainsi que de la pression de l'eau. — E. 57667, 58457.
CDU 624.043 : 628.14 : 621.311 : 693.546.3.

11-147/148. **La plaque circulaire en béton précontraint, à armatures rendues adhérentes après mise en précontrainte, soumise à des charges symétriques par rapport à son axe** (Die vorgespannte Beton-Kreisplatte unter rotationssymmetrischer Belastung mit nachträglichem Verbund). TROSTEL (R.); *Bautechnik*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 263-268, 8 fig., 1 réf. bibl. — Etude des variations de la distribution des contraintes qui se produisent dans ce cas en fonction du temps par suite du fluage et du retrait, pour une plaque sur appui périphérique simple. (Le cas des armatures non adhérentes a été traité par le même auteur dans le n° 34 - 1957, de la même revue). — E. 58740.
CDU 624.043 : 624.073 : 624.012.46 : 624.078.

12-147/148. **Etude des dalles en béton reposant sur le sol** (Analysis of concrete slabs on ground). LEONARDS (G. A.), HARR (M. E.); *J. Soil Mechant Found. Div., (Proc. A. S. C. E.)*, U. S. A. (juin 1959), vol. 85, n° SM3, Part 1, Pap. 2064, p. 35-58, 12 fig., 22 réf. bibl. — Exposé d'une théorie de la dalle circulaire en béton reposant sur un sol homogène, tenant compte du poids, des charges appliquées, du gauchissement dû aux gradients de température et d'humidité et du fait que la dalle peut n'être que partiellement sur le sol. — E. 58550. CDU 624.073 : 624.012.4 : 624.15.

13-147/148. **La plaque orthotrope** (Die orthotrope Scheibe). ESSLINGER (M.); *Stahlbau*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 183-187, 9 fig., 3 réf. bibl. — Développement de la théorie des plaques orthotropes. — Détermination des contraintes et des déformations. — Exemple de calcul. — E. 58854. CDU 624.04 : 624.073 : 624.078.

14-147/148. **Instabilité élastique des piles d'épaisseur constante et de largeur variable dans différentes conditions de liaison** (Instabilita elastica di pilastri rastremati variamente vincolati). *G. Genio civ.*, Ital. (avr. 1959), n° 4, p. 257-264, 7 fig., 4 réf. bibl. — Calcul de la charge critique de piles du type généralement employé pour les viaducs de grande longueur, dont la largeur diminue avec la hauteur. — E. 58404. CDU 624.075.2 : 624.166.

15-147/148. **Force portante de murs en béton ordinaire ou en béton armé** (Bearing capacity of plain and reinforced concrete walls). LARSSON (L. E.); *Chalmers Tek. Högskola* (1959), Doktorsavhandling., n° 20, 248 p., nombr. fig., 60 réf. bibl. — Thèse de doctorat préparée à l'Ecole technique supérieure Chalmers à Göteborg, (Suède). — Elle porte sur les points suivants : Recommandations et règles concernant les poteaux et les murs en béton dans différents pays. — Exposé de recherches sur les poteaux et les murs en béton. — Propriétés du béton soumis à la compression directe. Calcul théorique de la charge de flambement des murs en béton ordinaire ou en béton armé soumis à des charges axiales. — Contraintes du béton soumis à des charges de compression et de flexion. — Calcul de la force portante de murs soumis à une charge excentrée. — Essais sur modèles de murs non armés, de hauteur et de longueur variables, soumis à une compression axiale. — Essais de modèles de murs, de hauteur et de longueur variables, soumis à des charges excentrées. — Influence de l'élancement sur la force portante de modèles de murs non armés soumis à des charges axiales ou soumis à des charges excentrées. — Influence d'une faible armature sur la force portante de modèles de murs soumis à une charge axiale ou excentrée. — Essais de murs en vraie grandeur. — Influence du mode de coulée sur la variation de la résistance du béton dans le mur. — Influence de l'élancement sur la force portante de murs non armés soumis à des charges axiales excentrées. — Influence d'une faible armature sur la force portante de murs en béton soumis à des charges axiales ou excentrées. — E. 59000.
CDU 539.4 : 69.022.3 : 693.5 : 693.55 : 620.1.

Cac n Procédés de calcul.

16-147/148. **Application de l'analogie de la colonne à l'étude des voiles. I. II. III. IV. (fin)** (The application of column analogy to the design of shells). CHRONOWICZ (A.); *Civ. Engng*, G.-B. (mars 1959), vol. 54, n° 633, p. 326-328, 8 fig., 3 réf. bibl.; (avr. 1959), n° 634, p. 477-479, 11 fig.; (mai 1959), n° 635, p. 623-625, 13 fig.; (juin 1959), n° 636, p. 763, 765, 9 fig. — E. 57215, 57609, 58102, 59181.
CDU 624.04 : 624.074.4.

17-147/148. **Une méthode de calcul des ouvrages soumis à des charges dynamiques** (A method of computation for structural dynamic) NEWMARK (N. M.); *J. Engng. Mechan. Div. (Proc. A. S. C. E.)*. U. S. A. (juil. 1959), Part I., vol. 85, n° EM3, Pap. 2094, p. 67-94, 14 fig., 4 réf. bibl. — Méthode générale applicable aux ouvrages soumis à des charges dynamiques quelconques : choc, vibration, secousse sismique ou souffle d'un engin nucléaire. — E. 59080.
CDU 624.04 : 534 : 550.3.

18-147/148. **Calcul à la rupture des rideaux de palplanches** (Berechnung von Bohlwerken nach dem Traglastverfahren). WINDELS (R.); *Bautechnik*, All. (juin 1959), n° 6, p. 212-220, 21 fig., 4 réf. bibl. — Méthode de calcul des palplanches dans les différents cas d'encastrement, d'appui et de chargement. — Abaques. Exemple numérique. — E. 58457.
CDU 624.04 : 539.5 : 624.154 : 624.137.

19-147/148. **Critères pour le calcul à la rupture du béton armé** (Ultimate strength criteria for reinforced concrete). KRIZ (L. B.); *J. Engng Mechan. Div. (Proc. A. S. C. E.)*, U. S. A. (juil. 1959), Part I., vol. 85, n° EM3, Pap. 2095, p. 95-110, 9 fig., 2 réf. bibl. — Détermination de la charge de rupture en fonction de la déformation au bord extrême comprimé de la pièce pour des poutres homogènes, des poutres en béton armé et des poteaux en béton armé soumis à une charge excentrée. — E. 59080.
CDU 624.04 : 539.5 : 624.012.45.

20-147/148. **Calcul à la rupture des ouvrages en béton** (Limit design for structural concrete). MATTOCK (A. H.); *J. Res. Developm. Lab.*, U. S. A. (mai 1959), vol. 1, n° 2, p. 14-24, 11 fig., 19 réf. bibl. — Faits d'expérience relatifs au comportement non élastique des ouvrages en béton armé et précontraint. — Exposé de différentes méthodes de calcul à la rupture. — Procédés d'introduction du calcul à la rupture dans la pratique du calcul des ouvrages, et avantages de son adoption. — E. 58475.
CDU 624.04 : 539.5 : 624.012.45/46.

21-147/148. **Commentaire sur le calcul à la rupture des constructions métalliques : notions fondamentales** (Commentary on plastic design in steel : basic concepts). *J. Engng Mechan. Div. (Proc. A. S. C. E.)*, U. S. A. (juil. 1959), Part I., vol. 85, n° EM3, Pap. 2091, p. 1-25, 5 fig., 23 réf. bibl. — Rapport provisoire n° 1 de la Commission commune du *Welding*

Research Council et de ***l'Americain Society of civil Engineers.*** — Trois chapitres du « Commentaire » : Introduction. Principes fondamentaux. Analyse et calcul. — **Généralités et vérification expérimentales** (General provision and experimental verification), Pap. 2092, p. 27-50, 15 fig., 18 réf. bibl. — Rapport provisoire n° 2 de laC ommission commune du ***Welding Research Council*** et de l'***American Society of civil Engineers.*** — Chapitre IV et V du « Commentaire » : conditions générales, vérification de la théorie de la plasticité. — E. 59080.
CDU 624.04 : 539.5 : 624.014.2.

22-147/148. **Méthode de calcul à la rupture du béton armé. — Analyse statistique de l'influence des caractéristiques des matériaux** (Il metodo di calcolo a rottura nel cemento armato. Analisi statistica sulla influenza delle caratteristiche dei materiali). ROSSETTI (U.); *Atti Rass. tec.*, Ital. (mai 1959), n° 5, p. 166-171, 8 fig., 5 réf. bibl. — Etude de la méthode de calcul à la rupture par flexion simple des poutres en béton armé, proposée par le Comité européen du Béton armé. — Comparaison de ses données à celles des recherches expérimentales. Mise en évidence de la dispersion des résultats, par suite de la variabilité des caractéristiques mécaniques des matériaux. — E. 58508. CDU 624.04 : 539.5 : 624.012.45.

23-147/148. **Une méthode de calcul statique des radiers élastiques encastrés à leur périphérie** (O metoda de calcul static al radierelor elastice incastrate pe contur). BRODFELD (B.); *Hidrohtenica*, Roum. (mars 1959), n° 3, p. 79-82, 5 fig., 3 réf. bibl. — Procédé original de dimensionnement des radiers de barrages à vannes encastrés dans des piles, culées et épis. — Présentation d'une méthode de calcul des plaques encastrées appuyées sur un milieu élastique, utilisant l'hypothèse de Winkler. — E. 58643.
CDU 624.04 : 624.153 : 627.8.

24-147/148. **Calcul des sections d'éléments de béton armé. T. I. — T. II. Tables et abaques** (Calculo de secciones de hormigon armado. T. I. — T. II. Tablas y abacos). ORTEGA (M. G.); ***Consejo super. Investig. ci., Inst. tech. Constr. Cemento***, Esp. (1959), n° 187, *T. I*, 83 p., 23 fig., résumés en français, en anglais, en allemand; *T. II*, 119 p. — Présentation d'une méthode de calcul. Exposé des notions générales et des équations fondamentales. Calcul des sections fléchies. Flexion simple, flexion composée. — Calcul des sections comprimées. Compression composée, compression simple. — E. 58891, 59543.
CDU 624.04 : 624.012 : 45 : 624.072.3 : 518.

25-147/148. **Evolution des méthodes de calcul du béton précontraint à la compression et à la flexion. — Voiles minces.** PAPPAERT (J. M.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (août 1958/59), n° 4, p. 5-37, 39 fig. — E. 58268.
CDU 624.04 : 624.012.45 : 624.074.4.

📖 26-147/148. **500 solutions de charpente en fer.** — GAZEL (R.); ***Sté d'Editns Docum. Artisans Bâtim.***, Fr. (1958), 1 vol., 74 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2804 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 273-59. CDU 624.04/07 : 624.014.2 (03).

27-147/148. **Calcul des récipients polygonaux réguliers** (Berechnung von regelmässig polygonalen Behältern). — WICKE (M.); *Oesterr. Ingr Zschr.*, Autr. (juil. 1959), n° 7, p. 260-265, 4 fig., 2 réf. bibl. — Calcul des récipients polygonaux réguliers sous l'effet de la charge due à leur contenu. — Application au calcul d'un réservoir d'eau hexagonal en béton armé. — E. 58844. CDU 624.04 : 624.953.

28-147/148. **Considérations sur la méthode Carpino de calcul des revêtements en béton précontraints par injections de mortier, de galeries d'adduction sous pression** (Consideratii asupra metodei Carpino de calcul al camasuelii aductiunilor precomprimate). FILOTTI (A.); *Hidrotehnica*, Roum. (avr. 1959), n° 4, p. 119-125, 8 fig., 5 réf. bibl. — E. 58644.
CDU 624.04 : 628.14 : 624.19 : 624.012.46.

29-147/148. **Sur le calcul de la barre comprimée encastrée élastiquement soumise à une charge appliquée par une bielle** (Zur Berechnung elastisch eingespannter Druckstäbe mit poltreuer Belastung). WICKA (B.); *Bautechnik*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 260-262, 3 fig., 4 réf. bibl. — E. 58740.
CDU 624.075.2 : 624.072.3 : 624.078.

30-147/148. **Calcul de la poutre-caisson à parois minces, à section rectangulaire déformable, à un plan de symétrie, soumise à des contraintes de flexion et de torsion** (Der dünnwandige Kastenträger mit einfachsymmetrischem, verformbarem Rechteckquerschnitt under Biege- und Torsionsbelastung). RESINGER (Fr.); Edit. : ***Stahlbau-Verlags-GmbH.***, Ebertplatz 1, Cologne, All. (1959), *Forschungshefte a.d. Gebiete d. Stahlbaues*, n° 13, 73 p., 79 fig., 56 réf. bibl., DM. 19.50. — L'auteur s'est proposé de présenter une méthode de calcul simple offrant un intérêt particulier dans le domaine de la construction des ponts. — L'exposé théorique est illustré d'un certain nombre d'exemples numériques. Il porte sur les points suivants : le système prismatique à articulations en général; le caisson rectangulaire à un plan de symétrie considéré comme un système à articulations; le système à articulations de section rectangulaire soumis à des contraintes de torsion considéré comme un « système de deux poutres »; le caisson rectangulaire avec parois transversales intermédiaires (poutre-caisson). — E. 58496.
CDU 624.04 : 624.072.2 : 624.074.4.

31-147/148. **Poutre annulaire de section rectangulaire** (Kreisringträger mit Rechteck-Querschnitt). HANSEN (E.); *Bautechnik*, All. (août 1959), n° 8, p. 313-318, 23 fig., 3 réf. bibl. — Mode de calcul de ce type de poutre. — E. 59131. CDU 624.04 : 624.072.2.

32-147/148. **Calcul de sections rectangulaires à la flexion oblique** (Bemessung von Rechteckquerschnitten bei schiefer Biegung). LINDNER (H.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 167-171, 7 fig., 7 réf. bibl. — Procédé de calcul comportant l'utilisation des données de la flexion symétrique et d'un tableau de calcul complémentaire, et permettant la détermination des contraintes du béton et des armatures, le calcul des sections de béton, enfin la détermination de la ligne neutre au moyen d'un abaque. — E. 58754.
CDU 624.04 : 624.072.2 : 624.012.45.

33-147/148. **Calcul des portiques dans l'espace, à système octogonal de poutres, avec goussets** (Analysis of haunched octogonal girder space frames). *J. Struct. Div (Proc. A.S.C.E.)*, U.S.A. (juin 1959), vol. 85, n° ST6, Pap. 2065, p. 1-40, 36 fig., 10 réf. bibl. — Méthode de détermination des contraintes par généralisation de la méthode de rotation. Etude des directions critiques des efforts dus au vent et des charges latérales. Tableaux et graphiques. — E. 58552. CDU 624.04 : 624.074.5.

34-147/148. **Sur le calcul des portiques rectangulaires symétriques comportant des montants à moment d'inertie variable** (Zur Berechnung symmetrischer Rechteckrahmen mit veränderlichem Trägheitsmoment der Stiele). KÜRKCHÜBASCHE (R.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (juin 1959), n° 6, p. 153-156, 23 fig., 5 réf. bibl. — Etude des portiques à deux montants encastrés ou articulés pour divers cas de charge. — Exemples numériques. — E. 58399. CDU 624.04 : 624.072.33 : 624.078.

35-147/148. **Calcul statique des plaques rectangulaires soumises à des charges quelconques par la méthode de « l'application étendue des surfaces d'influence ».** (Staticki proracun proizvoljno opterecenih pravougaonih ploca po metodi intenzivne upotrebe uticajnih povrsina). TURK (S.); *Nase Gradevinarstvo*, Yougosl. (1959), n° 5, p. 741-751 (NG. 97-NG. 107), 21 fig., 7 réf. bibl., résumé anglais. — Présentation d'une méthode consistant à étendre la plaque au-delà de ses limites réelles par une « surface fictive » de façon à obtenir une « plaque idéale » plus grande mais statiquement plus simple. — E. 59010. CDU 624.04 : 624.073.

36-147/148. **Calcul des dalles rectangulaires pour certains cas spéciaux d'appui et de chargement. X à XIII (fin)** (Calculo de lajes rectangulares para casos especiais de apoios e carregamentos). MOREIRA DA ROCHA (A.); *Estrutura*, Brésil (1959), n° 14, p. 209-224, 10 fig., 2 réf. bibl.; n° 15, p. 329-343, 16 fig.; n° 16, p. 441-453, 10 fig.; n° 17, p. 521-528, 4 fig. — (I. à IX. analysées dans notre DT. 138 de juin 1959, art. 53). — E. 57878, 58246, 58536, 59166. CDU 624.04 : 624.073.

37-147/148. **Le calcul direct des éléments à section rectangulaire en béton armé** (Zur direkten Querschnittsbestimmung von Stahlbetonrechteckquerschnitten). ZERRENTHIN (H.-H.); *Bauingenieur*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 273-276, 7 fig. — Equations et abaques pour la détermination de la section d'une plaque connaissant la charge utile et l'écartement des appuis. Extension du procédé à la poutre rectangulaire et au cas de la plaque ou de la poutre continues. — E. 58827.
CDU 624.04 : 624.072.2 : 624.012.45.

38-147/148. **La plaque encastrée sur deux bords voisins soumise à une charge uniforme** (Die an zwei benachbarten Rändern eingespannte Platte unter Gleichlast). STIGLAT (K.), WIPPEL (H.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 173-177, 15 fig., 4 réf. bibl. — Calcul des moments dus à une charge uniforme par la méthode des différences finies. — E. 58754. CDU 624.04 : 624.073 : 624.078.

📖 39-147/148. **L'application de la méthode des singularités au calcul des plaques rectangulaires à anisotropie orthogonale, et au calcul des grils de poutres** (Die Anwendung der Singularitätenmethode zur Berechnung orthogonal anisotroper Rechteckplatten, einschliesslich Trägerrosten). STEIN (P.); Edit. ***Stahlbau-Verlags-GmbH.***, All. (1959), 1 vol., 89 p., 73 fig., 29 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2813 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 222-59.
CDU 624.04 : 624.073 : 624.072.2 : 624.078(03).

40-147/148. **Sur le calcul des coefficients d'influence pour la flexion et le moment fléchissant de la plaque orthotrope en forme de parallélogramme** (Ueber die Berechnung der Einflusskoeffizienten für Durchbiegung und Biegemoment der orthotropen Parallelogramm-Platte). NARUOKA (M.), OHMURA (H.); *Stahlbau* All. (juil. 1959), n° 7, p. 187-194, 18 fig., 3 réf. bibl. — Présentation d'une méthode de calcul de la plaque orthotrope correspondant à un gril oblique de poutres. — Equations aux différences finies du gril oblique. — Détermination des coefficients d'influence des déformations et des moments fléchissant à l'aide d'une calculatrice. — E. 58854.
CDU 624.04 : 624.073 : 624.078.

41-147/148. **Formules approchées pour le calcul des escaliers en encorbellement avec palier intermédiaire** (Näherungsformeln für die Berechnung freitragender Podesttreppen). SZABO (G.); *Bautechnik*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 269-273, 10 fig. — Présentation de formules approchées pour le calcul rapide et simple des efforts tranchants dans les escaliers. — E. 58740.
CDU 624.04 : 69.026 : 69.022.38.

42-147/148. **Le toit à voile cylindrique sans tirant** (Das zugbandlose Tonnendach). GRIMME

(R.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (juin 1959), n° 6, p. 140-147, 23 fig., 8 réf. bibl. — Recherche de principes de calcul pour le voile cylindrique appuyé sur quatre côtés. — Voiles sans et avec poutres de rive. — Influence de l'importance et de la forme de la section des poutres de rive. Action du vent sur les murs. Supports longitudinaux. Résistance des voiles à la torsion. — E. 58399.
CDU 624.04 : 69.024.4 : 624.074.7 : 624.078.

43-147/148. **Calcul de l'arc à deux articulations à fibre neutre circulaire (lignes d'influence)** (Der Zweigelenkbogen mit kreisförmiger Achse unter der Wirkung von Schalenlasten). DOGANOFF (H.); *Bautechnik*, All. (juin 1959), n° 6, p. 235-239, 10 fig., 1 réf. bibl. — E. 58457. CDU 624.04 : 624.072.32.

44-147/148. **Sur le dimensionnement des raidisseurs longitudinaux de l'âme dans les poutres à âme pleine sollicitées à la flexion et exposées au danger d'instabilité par voilement. I. II. (fin)** (Sul dimensionamento delle costole longitudinali di irrigidimento dell'anima in travi a parete piena sollecitate a flessione e soggette a pericolo di instabilita per ingobbamento). CERADINI (G.); *G. Genio civ.*, Ital. (mai 1959), n° 5, p. 357-374, 18 fig., 12 réf. bibl.; (juin 1959), n° 6, p. 455-468, 4 fig., 4 réf. bibl. — E. 58731, 59120. CDU 624.04 : 624.072.2 : 624.075.3.

45-147/148. **Calcul des silos à grains** (Design of silos for grain storage). ZAKRZEWSKI (M. S.); *Civ. Ingr.* Afr. Sud (avr. 1959), n° 4, p. 69-92, 40 fig., 15 réf. bibl. — Texte d'une conférence faite à la réunion mensuelle de l'Institution des Ingénieurs civils d'Afrique du Sud le 28 avril 1959. — Compte rendu des recherches expérimentales de l'auteur et des études relatives à la construction de neuf silos en béton armé de différentes dimensions. — Critique de la méthode classique de calcul de l'armature des parois des cellules basée sur la formule de Janssen ou d'Airy, jugée dangereuse parce qu'il n'est pas tenu compte de l'effet dynamique pendant la vidange des cellules. — Présentation d'une nouvelle méthode de calcul. — Conditions d'emploi des coffrages glissants. — E. 58219. CDU 624.04 : 725.36 : 624.012.

46-147/148. **Calcul des barrages-voûtes. I. II. III. IV. (fin).** BAUZIL (V.); *Travaux*, Fr. (jan. 1959), n° 291, p. 1-7, 11 fig., 2 réf. bibl.; (fév. 1959), n° 292, p. 84-88, 3 fig., 1 réf. bibl.; (mai 1959), n° 295, p. 308-312, 2 fig.; (juil. 1959), n° 297, p. 423-430, 5 fig. — Présentation d'une méthode reprenant l'exposé de M. HAEGELEN paru dans la revue *Travaux* de décembre 1954 et la communication de W. A. PERKINS publiée dans les *Proceedings of the American Society of civil Engineers* de mai 1952. — Bases de la méthode; calcul de première et de deuxième approximation. — E. 56335, 56645, 57847, 58703. CDU 624.04 : 627.8 : 624.074.3.

47-147/148. **Influence de l'élasticité du sol de fondation sur les efforts tranchants dans les tabliers de ponts** (Einfluss der Baugrundelastizität auf die Schnittkräfte von Brückentragwerken). SLAVIK (V.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (mai 1959), n° 5, p. 222-226, 13 fig., 5 réf. bibl. — Calcul des ponts dans l'hypothèse de l'encastrement élastique des piles et culées dans le sol de fondation. Exposé d'une méthode tenant compte du comportement réel d'un tablier de pont rigide lié à un sol de fondation sensiblement plus souple, et applicable au calcul de certains bâtiments et de certaines constructions industrielles. Exemples numériques. — E. 58803.
CDU 624.04 : 624.21.025 : 624.15 : 539.3.

48-147/148. **Sur le calcul des ponts suspendus à poutre raidisseuse continue et à moment d'inertie variable. I. II. III.** (Sul calcolo dei ponti sospesi con trave irrigidente continua ed a momento d'inerzia variabile). CERADINI (G.); *Cemento*, Ital. (juin 1959), n° 6, p. 3-17, 9 fig., 9 réf. bibl.; (juil. 1959), n° 7, p. 3-9, 18 fig.; (août 1959), n° 8, p. 3-14, 20 fig. — Exposé du procédé de calcul. Deux exemples numériques dans le cas d'une poutre à moment d'inertie constante. Comparaison des résultats obtenus par cette méthode à ceux du calcul exact suivant la méthode de Klöppel et Lie. — E. 58909, 59269, 59770.
CDU 624.04 : 624.5 : 624.078.8.

49-147/148. **Méthodes pratiques pour le calcul des structures hyperstatiques. Points fixes, Cross et Zaytzeff, Kloucek, Kani.** — TOUCHER (F.); Edit. : ***Dunod***, Fr. (1959), 1 vol., viii + 258 p., 175 fig., 19 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2795 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 243-59.
CDU 624.04 : 624.075 (03).

50-147/148. **Les systèmes hyperstatiques. Vol. I — Introduction à la théorie des systèmes hyperstatiques** (Hyperstatic structures. Vol. I — An introduction to the theory of statically indeterminate structures). MATHESON (J. A. L.), MURRAY (N. W.), LIVESLEY (R. K.); Edit. : ***Butterworths sci. Public.***, G.-B. (1959), 1 vol., xv + 474 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2809 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 228-59. CDU 624.04 : 624.075 (03).

51-147/148. **Calcul des efforts dynamiques dans les ossatures rigides. Vibration des poutres, des portiques et des arcs.** — KOLOUSEK (V.); Edit. : ***Dunod***, Fr. (1959), 1 vol., xviii + 271 p., 119 fig. — Voir analyse détaillée B. 2797 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 244-59. CDU 624.04 : 624.072.33 : 534 (03).

52-147/148. **Un type particulier de portique à deux articulations** (Un particolare schema di telaio a due cerniere). SAMBITO (G.); *Ingegnere*, Ital. (juin 1959), n° 6, p. 507-515, 14 fig. — Caractéristiques du système constitué par un portique à deux articulations à la base et à montants en V. — Méthode rapide de détermination des lignes d'influence. — Rappel de quelques exemples d'application aux ponts. — E. 58391. CDU 624.04 : 624.072.33 : 624.078.

53-157/148. **Nouvelles tables pour la résolution des problèmes de contraintes de la théorie du 2ème ordre, et des problèmes de flambement. I. II. III.** (Die neuen Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theorie zweiter Ordnung und von Knickproblemen). CHWALLA (E.); *Bauingenieur*, All. (avr. 1959), n° 4, p. 128-137, 11 fig., 19 réf. bibl.; (juin 1959), n° 6, p. 240-245, 7 fig., 12 réf. bibl.; (août 1959), n° 8, p. 299-309, 11 fig., nombr. réf. bibl. — Présentation de tables pour le calcul des systèmes réticulés et des portiques. — E. 57722, 58498, 59259.
CDU 624.043 : 624.072.33 : 624.075.2 : 518.

Caf Essais et mesures.

54-147/148. **Les essais sur modèles réduits dans l'étude des ouvrages d'art et des ossatures du bâtiment.** SOUTTER (P.); *Bull. tech. Suisse romande*, Suisse (18 juil. 1959), n° 15, p. 209-217, 15 fig. — Bases théoriques des essais sur modèles; méthodes et instruments de mesure; interprétation des mesures; réalisation de la précontrainte sur des modèles. — E. 58752.
CDU 69.001.5.

55-147/148. **Sur l'exécution et la valeur des essais mécaniques suivant la norme allemande DIN 1996 pour les produits bitumineux destinés à la construction des routes** (Forschungsauftrag über « Mechanische Prüfungen » über die Ausführung und den Wert der mechanischen Prüfungen in Anlehnung an die DIN 1996 bei bituminösen Massen für den Strassenbau). HERRMANN (P.), SCHEUERER (A.); *Bitum. Teere-Asphalte-Peche-verw.-Stoffe*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 244-253, 7 fig. — Compte rendu des recherches effectuées par les auteurs pour le compte du Ministère fédéral des routes. Essais sur éprouvettes. Asphalte coulé. Béton asphaltique. — E. 58925.
CDU 620.1 : 625.8.06 : 389.6 (43).

56-147/148. **Résistance de maçonneries de briques, et de maçonneries constituées de briques et de béton de laitier.** (Studia analityczno-badawcze nad wlasnosciami wytrzymalosciowymi murow i slupow ceglanych i ceglano-betonowych przy uzyciu roznych gatunkow cegly i roznych rodzajow zapraw ze specjalnym uwzglednieniem konstruckcji o charakterze oszczednosciowym). GOLEBIOWSKI (K.); *Prace Inst. tech. Budow.* (n° 246), Pol. (1958), Série II : Konstr. Budow. Inzr, n° 12, 148, p., 138 fig., 18 réf. bibl. (résumé anglais). — Analyses des résultats d'essais de laboratoire ayant porté sur cent vingt poteaux en briques ou en briques et béton de laitier. — Conclusions générales. — E. 58373.
CDU 539.4 : 624.012.2/4 : 620.1.

57-147/148. **Essai d'une poutre en béton précontraint de 40 m de longueur pour un pont en Inde** (132-foot prestressed beam tested for Indian bridge). IYYA (K. C.), BANERJEE (A. K.); *World Constr.*, U.S.A. (juil. 1959), vol. 12, n° 7, p. 15-20, 14 fig. — Description d'un essai destructif en vraie grandeur d'une poutre en béton précontraint selon le procédé Magnel-Blaton pour un nouveau pont-route à onze travées de 40 m de portée franchissant la rivière Tapti. — E. 59029.
CDU 69.001.5 : 624.072.2 : 624.012.46.

Ce MÉCANIQUE DES FLUIDES. HYDRAULIQUE

58-147/148. **Mécanique des fluides. — I — Généralités. Statique.** — BRUN (E. A.), MARTINOT-LAGARDE (A.); MATHIEU (J.); Edit. : ***Dunod***, Fr. (1959), 1 vol., xiii + 264 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2796 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 259-59.
CDU 532 (03).

59-147/148. **Caractéristiques de résistance à l'écoulement des cours d'eau chargés de sédiments** (Resistance properties of sediment-laden streams). VANONI (V. A.), NOMICOS (G. N.); *J. Hydraul. Div. (Proc. A.S.C.E.)*, U.S.A. (mai 1959), vol. 85, n° HY5, Pap. 2020, p. 77-107, 16 fig., 27 réf. bibl. — Expériences faites sur modèle en vue de déterminer les effets relatifs sur le facteur de frottement des sédiments en suspension et des configurations formées sur les bancs de sable des cours d'eau. — Le facteur de frottement d'un cours d'eau transportant des sédiments en suspension est moindre que celui d'un cours d'eau semblable exempt de transport solide. — Importance des modifications de la configuration du lit. — E. 58338. CDU 532.5 : 627.1 : 691.

60-147/148. **Mesure de la vitesse de l'écoulement dans les déversoirs latéraux** (Misure di velocita negli stramazzi laterali). VITI (M.); *Energ. elettr.*, Ital. (juil. 1959), vol. 36, n° 7, p. 589-594, 3 fig., 21 réf. bibl. — Compte rendu de recherches expérimentales, discussion des résultats. Présentation d'une méthode approchée de calcul. — E. 59047.
CDU 532.5 : 627.8 : 621.646.

61-147/148. **Abaques de la formule de Colebrook.** — THIBESSARD (G.); *Bull. Centre belge Et. Docum. Eaux (CEBEDEAU)*, Belg. (1959), n° 45, p. 160-177, 11 fig., 6 réf. bibl. — Présentation d'abaques pour la détermination de la perte de charge en conduite circulaire rugueuse. — E. 59261. CDU 532 : 628.14.

62-147/148. **Recherches expérimentales sur la répartition des pressions dans les coudes à 90°** (Esperienze sulla distribuzione delle pressioni nelle correnti forzate lungo curve di 90°). FASSO (C. A.); *Ric. sci.*, Ital. (mai

1959), n° 5, p. 1008-1017, 4 fig., 2 réf. bibl. (résumés français, anglais, allemand). — Résultats d'une série de mesures effectuées au Laboratoire d'Hydraulique de Milan pour étudier la répartition des pressions de long des génératrices extérieures et intérieures de deux coudes semblables de 90°. — Discussion des résultats en relation avec l'étude de l'emploi de coudes pour la mesure des débits. — E. 58376.
CDU 624.043 : 621.643.4 : 531.7.

63-147/148. **Sur la signification de la théorie des dimensions pour les laboratoires d'essais hydrauliques** (Ueber die Bedeutung der Theorie der Dimensionen für das wasserbauliche Versuchswesen). YALIN (S.); *Bautechnik*, All. (août 1959), n° 8, p. 306-312, 6 fig., 16 réf. bibl. — Bases de la théorie des dimensions, domaines d'application. — E. 59131.
CDU 532.5 : 626.1 : 51.

64-147/147. **Application de la « méthode des différences » au calcul des ondes de marée dans les rivières soumises à l'influence des marées** (Anwendung des « Differenzenverfahrens » bei der Tidewellenberechnung in den von den Gezeiten beeinflussten Flüssen). SCHNOOR (E.); *Bauingenieur*, All. (juin 1959), n° 6, p. 231-240, 7 fig., 6 réf. bibl. — E. 58498.
CDU 532 : 627.16 : 627.2.

65-147/148. **Ecoulement stratifié dans un orifice à paroi mince** (Stratified flow into a line sink). DEBLER (W. R.); *J. Engng. Mechan. Div. (Proc. A.S.C.E.)*, U.S.A. (juil. 1959), Part I, vol. 85, n° EM3, Pap. 2093, p. 51-65, 11 fig., 4 réf. bibl. — Etude expérimentale de l'écoulement d'un liquide stratifié (à variation de densité linéaire stable) suivant une pente à l'extrémité d'un canal. Si le nombre de Froude est inférieur à 0,28, le liquide se divise en deux régions : la région supérieure sensiblement stagnante et la région inférieure où se produit tout l'écoulement. Applications pratiques. — E. 59080.
CDU 532.5 : 621.646 : 626.

66-147/148. **L'écoulement dans les canaux découverts** (Flow in open channels). SELIM (M. A.), EL KOLY (F. H.); *Bull. Fac. Engng*, Egypte (1956-1957), p. 125-163, 18 fig., 20 réf. bibl. — Etude théorique approchée. — Application au calcul des canaux en Irak. — E. 58652.
CDU 532.5 : 626.1.

67-147/148. **Caractéristiques de remplissage et de vidange de l'écluse de Calumet River, sur le canal Calumet-Sag, dans l'Illinois** (Filling and emptying characteristics of Calumet River lock Calumet-Sag project, Illinois). *U. S. Army Engr Waterw. Exper. Stn, Corps Engrs Vick, Miss.*, U.S.A. (avr. 1959), Techn. Rep. n° 2-497, vii + 25 p., 15 fig., 8 fig. h.-t., 16 pl. h.-t. — Compte rendu de recherches effectuées sur modèle à l'échelle de 1 : 20. Description du modèle, organisation des essais, discussion des résultats. — E. 59036. CDU 627.44 : 532.

Ci GÉOPHYSIQUE

Cib Géologie. Minéralogie.

68-147/148. **La géologie et les itinéraires de transport** (Geology and transportation routes). LEGGET (R. F.); *Nation. Res. Counc. (Div. Build. Res.)*, Canada (mars 1959), NRC 5136, Tech. Pap. n° 64 *Div. Build. Res.*, 7 p., 6 fig., 10 réf. bibl. — (Tiré de : *Roads and Engng Constr.*, fév. 1959, vol. 97, n° 2). — Généralités sur le rôle de la géologie dans la construction des chemins de fer, des routes, des tunnels et des ponts. Insuffisance de la reconnaissance aérienne. Terrains marécageux et sols gelés. La géologie et l'entretien des ouvrages. — E. 58977. CDU 55 : 624/625.

Cib m Étude des sols.

69-147/148. **Essais de chargements répétés sur massifs de sable et de limon. II.** — REICHERT (J.); *Centre Rech. rout.*, Belg. (fév. 1959), Rapp. Rech. n° 63/JR, 112 p., 60 fig., 32 réf. bibl. — (*I* — analysée dans notre DT. 134, n° 27, de février 1958). — Description d'essais de chargement répétés par plaque, exécutés sur des massifs de sable peu argileux ou de limon. — Interprétation des mesures de déformations verticales. — Etude de la répartition des pressions dans le sol et de l'influence de la couche de fondation. — Comparaison entre les essais de chargement statique et les essais de chargements répétés. — E. 59198.
CDU 624.131.38.

70-147/148. **Présentation d'un nouvel appareil de pénétration à grande profondeur.** — VERDEYEN (J.); TIELEMANS (R.); *Sci.-Tech.*, Belg. (1958), n°s 9-10, p. 133-138, 11 fig. — Etude d'un appareil de 2,5 t, d'un appareil de 10 t et d'un appareil de 14 t. — E. 58390.
CDU 624.131.38 : 621.9.

71-147/148. **Relations entre les caractéristiques physiques des sols. I. Caractéristiques qualitatives des différents sols** (Zusammenhang zwischen den bodenphysikalischen Kennwerten. I : Stoffqualitätskennwerte). JARAY (J.); *Acta tech.*, Hongr. (1959), t. 24, n°s 3-4, p. 285-328, 25 fig., 13 réf. bibl. (résumés anglais, français, russe). — Influence sur ces caractéristiques de la surface spécifique des grains, de leur grosseur maximale, ainsi que de leurs propriétés chimiques, ces dernières pouvant être convenablement définies par les caractéristiques de fluage. Formules représentant ces relations. Recherches à poursuivre pour simplifier ces formules, et pour étudier les sols contenant des matières organiques. — E. 58336.
CDU 624.131.3.

72-147/148. **La détermination en laboratoire des courbes de rétention de l'eau dans les sols** *(en français).* — ***Assoc. perman. Congr. belges***, Belg. (1959), Neuvième Congrès, Section A. : Construction et Entretien, Question A1/15, 78 p., 30 fig., 8 réf. bibl. — Compte rendu de recherches effectuées au Centre de Recherches routières. — Description des appareils utilisés, étude de la précision des différentes méthodes, exemples de courbes de rétention, calculs de profils hydriques d'équilibre. — E. 59217. CDU 624.131.6 : 625.73.

73-147/148. **La transmission de la chaleur dans une argile humide** (Heat transfer in a moist clay). WOODSIDE (W.), BRUYN (C. M. A. de); ***Nation. Res. Counc. (Div. Build. Res.)***, Canada (mai 1959), NRC. 5098, *Div. Build. Res.* — *Res. Pap.* n° 79, 9 p., 10 fig., 20 réf. bibl. — (Tiré de : *Soil Science*, mars 1959, vol. 87, n° 3). — Description d'essais relatifs à la transmission de la chaleur dans des échantillons d'argile remaniés à différentes teneurs en humidité. Appareillage utilisé. — E. 59097.
CDU 620.11 : 536.2 : 691.4.

74-147/148. **Transmission de la chaleur et de l'humidité dans des spécimens de sol constitués de deux matériaux pulvérulents** — (Heat and moisture transfer in closed systems of two granular materials). WOODSIDE (W.), CLIFFE (J. B.); ***Nation. Res. Counc. (Div. Build. Res.)***, Canada (avr. 1959), NRC 5030, *Div. Build Res.* — *Res. Pap.* n° 77, 8 p., 6 fig., 9 réf. bibl. (Tiré de : *Soil Science*, fév. 1959, vol. 87, n° 2, p. 75-82). — Essais relatifs à la transmission de la chaleur dans les sols humides. Recherche de l'effet de la pesanteur et de la différence de température sur la conductibilité mesurée. — Calcul de la transmission de chaleur due à la diffusion de la vapeur. — E. 59096.
CDU 536.2 : 624.13 : 624.131.6.

75-147/148. **Observations sur les vibrations produites par le battage des pieux et des palplanches, faites notamment lors de la construction du métro de Hambourg (section Jungfernstieg — St.-Petri-Kirche — Fischmarkt). I. II. (fin)** (Beobachtung von Rammerschütterungen unter besonderer Berücksichtigung des U-Bahnbaues in der Innenstadt von Hamburg — Strecke Jungfernstieg — St.-Petri-Kirche — Fischmarkt —). SCHENCK (W.), FINK (E.); *Baumasch.-Bautech.*, All. (juin 1958), n° 6, p. 177-183, 17 fig., 11 réf. bibl. (résumés anglais, français); (août 1958), n° 8, p. 273-279, 15 fig. — Comparaison des résultats de mesures effectuées sur ce chantier à ceux d'autres mesures analogues effectuées à Hambourg et à Francfort, et de mesures de vibrations produites par le trafic routier et par les appareils employés pour le compactage du sol. On conclut que même les vibrations les plus grandes n'entraînent pas de risques pour des ouvrages lourds. Dans le cas d'ouvrages légers, il est recommandé de contrôler soigneusement les effets du battage. — E. 53481, 54473.
CDU 534 : 624.155/138 : 656 : 69.001.5.

76-147/148. **Problèmes de mécanique des sols sur le Quebec North Shore and Labrador Railway** (Soil engineering problems on the Quebec North Shore and Labrador Railway). WOODS (K. B.), PRYER (R. W. J.), EDEN (W. J.); ***Nation. Res. Counc. (Div. Build. Res.)***, Canada (juin 1959), NRC 5193, *Div. Build. Res.* — *Res. Pap.* n° 72, 20 p., 10 fig., 11 réf. bibl. (Tiré de : *Amer. Railway Engng Assoc. Bull.*, fév. 1959, vol. 60, n° 549, p. 669-688). — Problèmes posés par la nature des sols dans la construction du chemin de fer de Labrador. Difficultés rencontrées et mesures prises pour y remédier. Particularités climatiques (été court et très pluvieux) ayant rendu la construction plus difficile. — E. 58982.
CDU 625.12 : 624.131 : 551.5 (71).

77-147/148. **Problèmes géotechniques concernant la fondation et l'exécution de digues pour voies de communications, construites sur des dépôts profonds et irréguliers de limon organique. I. II.** (Geotechnische Probleme für die Gründung und Ausführung von Verkehrsdämmen auf unregelmässigen tiefgründigen Faulschlammablagerungen unter Wasser). KEIL (K.); *Bauingenieur*, All. (mars 1959), n° 3, p. 77-82, 7 fig., 6 réf. bibl.; (juil. 1959), n° 7, p. 268-273, 7 fig. — Reconnaissance du sol de fondation; influence de la couche d'eau et du relief du sous-sol; influence du limon organique; causes des inclusions de limon organique; contrôle des pressions interstitielles. — E. 57183, 58827.
CDU 624.157.8 : 624.136 : 624.131.3.

78-147/148. **Sur les filtrations non permanentes dans les digues en terre** (Asupra filtrarii nestationare in diguri de pamint). VLADIMIRESCU (I.); *Hidrotehnica*, Roum. (avr. 1959), n° 4, p. 109-119, 15 fig. — Définition du problème et exposé des méthodes théoriques et expérimentales de résolution. — E. 58644.
CDU 624.131.6 : 627.5 : 532.

79-147/148. **Etude de l'effet de la zone capillaire sur l'écoulement à travers les barrages en terre homogènes** (A study of the effect of the capillary zone on the flow through homogeneous earth dams). KERR (A. D.); *Géotechnique*, G.-B. (juin 1959), vol. 9, n° 2, p. 59-61, 5 fig., 4 fig. h.-t., 1 réf. bibl. — Essais sur modèles et observations sur le rôle de la partie du barrage correspondant à une migration capillaire de l'eau, notamment dans le cas extrême où cette partie s'étend à toute la masse de l'ouvrage. — E. 59215.
CDU 624.131.6 : 627.8.

80-147/148. **Le soulèvement élastique du fond des fouilles** (The elastic heave of the bottom of excavations). SEROTA (S.), JENNINGS (R. A. J.); *Géotechnique*, G.-B. (juin 1959), vol. 9, n° 2, p. 62-70, 7 fig., 2 fig. h.-t., 1 réf. bibl. (résumé en français). — Exemples de fouilles exécutées en Perse, au Nigéria et à Londres et dans lesquelles on a observé des soulèvements du fond. Les soulèvements se constatent lorsque les fouilles ne sont pas poussées jusqu'au niveau

de la nappe aquifère, et semblent évités si elles sont poussées au-delà de ce niveau, avec rabattement du plan d'eau. — E. 59215.
CDU 624.131.4 : 624.133.

81-147/148. **Sols expansifs** (Solos expansivos). SANTARENO PIGNATELLI (M.-J.); ***Laborat. Ensaios Mater. Mecanique Solo***, Moçambique (1959), Publ. n° 48, 65 p., 36 fig., 5 fig. h.-t. (résumés français et anglais). — (Tiré à part de : *Bol. Soc. Estud. Moçambique*, mars-avr. 1959, n° 115, p. 113-177). — Compte rendu de recherches faites au Laboratoire d'Essais des Matériaux et de Mécanique des Sols à Lourenço Marques, sur les problèmes de « migration » et sur la réalisation de fondations sur des sols sujets au gonflement. — E. 58326. CDU 624.131 : 542 : 624.15.

82-147/148. **Formes et analyses des glissements de terrain** (Landslide occurence and analysis). ***Nation Acad. Sci., Nation. Res. Counc.*** (publ. 669), U.S.A. (1959), ***Highway Res. Board***, Bull. 216, 43 p., 43 fig., 59 réf. bibl. — Trois mémoires présentés à la réunion du Highway Res. Board des 6-10 janvier 1958. — Notion régionale de forme de glissement de terrain. — Evaluation des mesures pour l'amélioration de la stabilité des talus. — Résolution à l'aide d'une calculatrice du cercle de glissement pour la stabilité des fondations sur remblais. — E. 58895. CDU 624.131.543.

Cif Topographie. Tracé des ouvrages.

83-147/148. **Eléments de topographie.** — Edit. : ***Eyrolles***, Fr. (1959), « E.C.S. », 1 vol., 60 p., 73 fig. — Voir analyse détaillée B. 2800 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 248-59. CDU 526.9 (03).

84-147/148. **Photographies aériennes et aménagement du territoire (L'interprétation des photographies aériennes appliquée aux études d'urbanisme et d'aménagement du territoire).** — BURGER (A.); Edit. : ***Dunod***, Fr. (1957), 1 vol., 128 p., 104 fig. — Voir analyse détaillée B. 2798 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 250-59.
CDU 526.9 : 535 : 71 (03).

Co CONDITIONS ET ÉTUDES GÉNÉRALES.

Coc Conditions économiques.

85-147/148. **Coût de l'isolation phonique.** COURANT (M.); *Cah. C.S.T.B.*, Fr. (juin 1959), n° 38, Cah. 310, p. 51-66, 21 fig. — Etude, pour un certain nombre de constructions nouvelles, des dépenses supplémentaires qu'aurait entraîné la réalisation, lors de la construction, de dispositions procurant un confort acoustique correct. — L'étude a porté sur cinq bâtiments pour logements économiques. — E. 58394. CDU 69.003.12 : 699.844 : 728.2.

Cod l Normalisation.

86-147/148. **Normes italiennes de réception des émulsions bitumineuses pour revêtements routiers** (Norme per l'accettazione delle emulsioni bituminose per usi stradali). ARIANO (R.); *Strade*, Ital. (juin 1959), n° 6, p. 259-270, 15 fig., 7 réf. bibl. — E. 58454.
CDU 691.163 : 389.6 (45).

D. — LES ARTS DE LA CONSTRUCTION

87-147/148. **Problèmes de la construction dans les régions septentrionales du Canada** (Building in Northern Canada). LEGGET (R. F.), DICKENS (H. B.); ***Nation. Res. Counc*** (NRC 5108), Canada (mars 1958), ***Div. Build. Res.:*** Tech. Pap. n° 62, vi + 45 p., 7 fig. h.-t., nombr. réf. bibl. — Etude de l'influence du climat et du permafrost. — Effets du permafrost sur les fondations, les adductions d'eau, les égouts, la construction des routes et les pistes d'aérodromes. — Exigences spéciales imposées aux bâtiments, notamment aux constructions en bois, en ce qui concerne l'isolation thermique, la résistance aux condensations, la résistance au feu. — Préfabrication, emploi des matériaux nouveaux. Problèmes de transport et considérations économiques. — E. 58971.
CDU 69.03 (211) (71).

Dab MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Dab j Matériaux métalliques.

88-147/148. **Les problèmes de matériaux en construction métallique** (Werkstoff-Fragen des Metallbaues). RÜHL (K.); *Bauingenieur*, All. (juin 1959), n° 6, p. 222-231, 9 fig., 46 réf. bibl. — Revue des problèmes actuels de la construction métallique (acier et alliages légers). — Les problèmes de matériaux dans la construction en métaux légers. Classification des aciers et des ouvrages. L'endurance. La résistance pratique. Progrès dans la préparation et dans la connaissance des aciers. — E. 58498.
CDU 691.714 : 624.014.2.

89-147/148. **Les câbles métalliques dans la pratique** (Die Drahtseile in der Praxis). MEEBOLD (R.); Edit. : ***Springer-Verlag***, All. (1959), 3e édition, 1 vol., vii + 110 p., 127 fig., 23 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2812 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 231-59.
CDU 624.071.2 : 621.77 (03).

Dab lam Asphaltes et bitumes.

90-147/148. **Caractéristiques des bitumes pour revêtements routiers en béton bitumineux. I : Bitumes à degré de pénétration 85-100** (Properties of highway asphalts — Part I, 85-100 penetration grade). WELBORN (J. Y.), HALSTEAD (W. J.); *Publ. Roads*, U.S.A. (août 1959), vol. 30, n° 9, p. 197-207, 26 fig., 4 réf. bibl. — Compte rendu de recherches ayant porté sur une totalité de 323 échantillons de bitumes dont 146 à degré de pénétration 85-100. — E. 59192. CDU 625.85 : 620.1.

Dab le Liants. Chaux. Plâtre. Ciments.

91-147/148. **La déformation et la fissuration de la pâte de ciment durcie en cas d'empêchement du retrait. I. II. (fin)** (The deformation and cracking of hardened cement paste when shrinkage is restrained). BLAKEY (F. A.), LEWIS (R. K.); *Civ. Engng*, G.-B. (mai 1959), vol. 54, n° 635, p. 577-579, 7 fig., 6 réf. bibl.; (juin 1959), n° 636, p. 759-762, 9 fig., 1 réf. bibl. — Exposé sur une série d'essais et sur leurs résultats. — E. 58102, 59181.
CDU 666.94 : 666.972.015.46 : 620.1.

92-147/148. **Retrait, gonflement et fluage du ciment durci** (Shrinkage, swelling and creep in cement). HRENNIKOFF (A.); *J. Engng Mechan. Div. (Proc. A. S. C. E.)*, U. S. A. (juil. 1959), Part I, vol. 85, n° EM3, Pap. 2096, p. 111-135, 18 fig., 9 réf. bibl. — Etude expérimentale du retrait et du gonflement liés à la présence d'eau. — Théorie de l'eau active, selon laquelle on attribue les deux phénomènes à l'état de contrainte dans la pellicule d'eau entourant les grains de ciment quand celui-ci est humide. Concordance de la théorie avec les observations. Explication du fluage. — E. 59080.
CDU 666.972.015.46 : 666.94.

93-147/148. **Effet des minéraux pulvérisés et des agrégats fins sur le retrait au séchage de la pâte de ciment de Portland** (Effect of powdered minerals and fine aggregate on the drying shrinkage of Portland cement paste). ALEXANDER (K. M.), WARDLAW (J.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (juin 1959), vol. 30, n° 12, p. 1303-1316, 11 fig. 16 réf. bibl. — Essais effectués en faisant varier le dosage en eau et la teneur en éléments fins. Equation des variations du retrait et de la résistance en fonction des variations de la teneur en eau et en éléments fins. — E. 58751.
CDU 666.972.015.46 : 691.322.

94-147/148. **Sur la nature chimique des produits d'hydratation du ciment** (Ueber die chemische Beschaffenheit der Hydratationsprodukte des Zements). STRASSEN (H. zur); *Zement-Beton*, Autr. (juil. 1959), n° 16, p. 3-9, 12 fig., 2 réf. bibl. — Exposé des recherches chimiques et cristallographiques récentes sur les produits d'hydratation du ciment. — **La nature physique des produits d'hydratation du ciment** (Die physikalische Beschaffenheit der Hydratationsprodukte), W. CZERNIN, p. 10-15, 7 fig., 19 réf. bibl. — Exposé des derniers travaux. Apports des techniques de recherche récentes (microscopie électronique). Les isothermes de sorption. — **Nature des gels.** — **Etudes au microscope électronique sur des ciments hydratés** (Elektronenmikroskopische Untersuchungen an hydratisierten Zementen), F. GILLE, W. CZERNIN, U. DANIELSSON, F. GRASENICK, p. 21-24, 3 fig., 41 fig. h.-t., 11 réf. bibl. — Quatre notes : observations sur les phases cristallines et les pores; études morphologiques sur des images d'enveloppes de carbone; structure des produits d'hydratation du ciment; microscopie électronique dans la recherche sur le ciment. — Discussion — p. 16-20, 4 fig., 9 réf. bibl. — E. 58865.
CDU 620.1 : 666.94.

Dab mo Matières plastiques.

95-147/148. **Encyclopédie française des matières plastiques.** — Edit. : ***Industr. Plast. mod.***, Fr. (1959), 1 vol., 575 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2805 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 229-59. CDU 691.175 (03).

96-147/148. **Les résines polyesters. Aspect physico-chimique.** FALLARD (M. P.) *Cah. C. S. T. B.*, Fr. (juin 1959), n° 38, Cah. 304, 58 p., nombr. fig. — E. 58394. CDU 691.175.

Dad PROPRIÉTÉS GÉNÉRALES DES MATÉRIAUX

97-147/148. **Le vieillissement du bitume. I. II.** (Veroudering van asfaltbitumen). VAN DER BURGH (A. J. P.), BOUWMAN (J. P.), STEFFELAAR (G. M. A.); *Wegen*, Pays-Bas (août 1959), n° 8, p. 195-202, 16 fig.; (sep. 1959), n° 9, p. 226-230, 15 fig. — Compte rendu

d'essais. Considérations sur la forme des courbes de vieillissement. Les résultats de plusieurs expériences amènent à conclure à la probabilité d'un parallélisme entre le vieillissement naturel et le vieillissement artificiel. — E. 59292, 59603. CDU 691.16 : 69.059.4.

98-147/148. **La résistance des murs à la pénétration de l'eau de pluie.** — *Cah. C. S. T. B.*, Fr. (août 1959), n° 39, Cah. 312, 22 p., 21 fig., réf. bibl. — Recherches effectuées sur des murs extérieurs; essais de capillarité sur matériaux élémentaires. — Comportement à la pluie des constructions traditionnelles et nouvelles. — Résistance d'un mur à la pénétration de la pluie. — Résistance à la pluie de maçonneries légères. — E. 58966.
CDU 699.82 : 69.022 : 620.1.

Daf SÉCURITÉ DES CONSTRUCTIONS

Daf l Corrosion.

99-147/148. **La corrosion des égouts en béton** (Corrosion of concrete sewers). ***South afr. Council sci. industr. Res., Nation. Build. Res. Inst.***, Afr. S. (1959), Series DR. 12 (Res. Rep.), 1 vol., xiv + 236 p., 149 fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2811 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 217-59.
CDU 620.193 : 628.25 : 624.012.4 (03).

100-147/148. **Influence de l'eau de mer sur la corrosion des armatures** (Influence of sea water on corrosion of reinforcement). SHALON (R.), RAPHAEL (M.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (juin 1959), vol. 30, n° 12, p. 1251-1268, 26 fig., 14 réf. bibl. — Essais effectués sur quatre cent prismes de béton gâché avec de l'eau de mer afin d'étudier la corrosion à différents âges (trois mois à quatre ans). Variables étudiées : rapport ciment/eau, dosage du ciment, conditions de conservation. Corrosion observée sur tous les échantillons conservés dans l'air humide, mais non dans ceux conservés dans l'eau de mer ou l'eau douce. — E. 58751.
CDU 627.26 : 624.012.454 : 620.1.

101-147/148. **Essais sur le risque de corrosion des armatures métalliques par les adjuvants du béton** (Die Prüfung der Korrosionsgefährdung von Stahlarmierungen durch Betonzusatzmittel). KAESCHE (H.); *Zement-Kalk-Gips*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 289-294, 9 fig., 1 réf. bibl. — Description d'une méthode électrochimique d'essai (enregistrement de la courbe de tension anodique de la barre d'armature). — **Influence des adjuvants sur le processus de corrosion de l'acier dans le béton** (Die Auswirkung von Betonzusatzmitteln auf das Korrosionsverhalten von Stahl in Beton). BÄUMEL (A.); p. 294-305, 19 fig., 3 réf. bibl. (résumés français et anglais). — Essais électrochimiques pour la détermination du risque de corrosion des armatures dans le béton. Théorie de la protection de l'acier dans le béton. — E 58926. CDU 620.193 : 693.554 : 666.971.

Daf m Stabilité des constructions.

102-147/148. **Les mesures permettant d'éviter les conditions de rupture dans les charpentes triangulées** (Control of collapse mechanisms in triangulated frames). STEVENS (L. K.); *Austral. J. appl. Sci.*, Austral. (juin 1959) vol. 10, n° 2, p. 138-155, 19 fig., 13 réf. bibl. — Marge de sécurité appliquée au calcul des éléments comprimés dans le domaine de la plasticité. — E. 58794.
CDU 624.04 : 624.074.5.

Deb INFRASTRUCTURE ET MAÇONNERIE. BÉTONS

Deb ja Consolidation du sol. Assèchement. Drainage. Travaux hydrologiques.

103-147/148. **Stabilisation bitumineuse des sols** (Asphalt-soil stabilization). ***Nation. Acad. Sci. Nation. Res. Counc.*** (publ. 636), U. S. A. (1958), *Highw. Res. Board Bull.* 204, 45 p., 42 fig., 9 réf. bibl. — Deux mémoires présentés à la réunion des 6-10 janvier 1958 du Bureau de Recherches Routières. — La phase de séchage du sol stabilisé au bitume. — Amélioration à l'aide de produits chimiques des sols à grains fins stabilisés au bitume. — E. 58323.
CDU 624.138 : 691.16 : 625.7.

104-147/148. **Emploi de la chaux hydraulique pour la stabilisation des sols routiers. Effets des combinaisons avec des pouzzolanes et avec du chlorure de calcium** (La calce idrata nella stabilizzazione di misture granulari. Effetti delle combinazioni con pozzolane e con cloruro di calcio). SIGHIERI (G.); *Tec. mod.*, Ital. (mars 1959) n° 1, p. 21-34, 16 fig., 9 réf. bibl. — E. 58625. CDU 624.138 : 691.512 : 661.

105-147/148. **Méthode de détermination rapide de la granulométrie dans la technique de stabilisation des sols routiers** (Metodo per la rapida determinazione delle miscele granulari da stabilizzare nella progettazione delle sovrastrutture stradali). FELICI (G.), SIGHIERI (S.); *Tec. mod.*, Ital. (mars 1959), n° 1, p. 9-20, 15 fig. — E. 58625.
CDU 624.131.3 : 624.138.

106-147/148. **Tassement de la neige fraîchement tombée dans le Canada oriental** (Compactibility of newly fallen snow in Eastern Canada). WILLIAMS (G. P.); ***Nation. Res. Counc. (Div. Build. Res.)***, Canada (jan. 1959), NRC 4759, ***Div. Build.*** *Res-Res.* Pap. n° 74, 4 p., 3 fig., 13 réf. bibl. — (Tiré de : *J. Glaciology*, oct. 1958, vol. 3, n° 24, p. 257-260). — Mesures faites au cours de l'hiver 1956-57. — Relation entre la densité de la neige tassée, sa densité naturelle et sa température. Intérêt des mesures faites pour le déneigement par des moyens mécaniques et pour le tassement de la neige en vue de la construction de routes ou de pistes d'aérodromes. — E. 59095.
CDU 624.138 : 69.03 « 324 » : 625.7.

107-147/148. **Dimensionnement hydraulique des ouvrages d'art routiers pour la protection contre les eaux** (Dimensionamento idraulico delle opere d'arte stradali a difesa delle acque). TESORIERE (G.); *Ingegnere*, Ital. (avr. 1959), n° 4, p. 299-311, 12 fig. — Caractéristiques des débits à prévoir, de l'érosion, de la sédimentation, et étude des fossés, canaux, ponceaux et drains. — E. 58592. CDU 532 : 625.78.

Deb je Terrassements. Percements de galeries.

108-147/148. **Cours de projet de tracé et de terrassements.** — ALLEGRET (R.); Edit. : ***Eyrolles***, Fr. (1959), 23e éditn, 1 vol., 320 p., 150 fig. — 1 vol., 15 pl. — Voir analyse détaillée B. 2801 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 241-59, 0.242-59.
CDU 624.132 : 51 (03).

Deb ji Fondations.

109-147/148. **Incidents survenus dans les travaux de fondation des ponts de Chalonnes sur la Loire.** REVERDY (G.); *Bull. P. C. M.*, Fr. (juil. 1959), n° 7, p. 11-16, 9 fig. — Difficultés rencontrées dans le havage de caissons et l'exécution de pieux de fondations forés et moulés pour le pont de Corday, à travée unique de 83,2 m et le pont du Grand-Bras à trois travées continues de 62,6, 80,5 et 62,6 m (ouvrages à poutres métalliques latérales en treillis). — E. 58773.
CDU 624.157 : 624.154 : 624.21.059.

110-147/148. **Problèmes posés à l'ingénieur du bureau d'études par la réalisation de fondations sur semelles. Quelques exemples pratiques. I. II. (fin)** (Erfahrungen des projektierenden Ingenieurs bei Flachgründungen an hand einiger Beispiele). HENAUER (R.); *Hoch-Tiefbau*, Suisse (22 août 1959), n° 34, p. 291-294, 6 fig., 1 réf. bibl.; (29 août 1959), n° 35, p. 300-303, 6 fig. — Difficultés rencontrés dans l'exécution des fondations de quelques bâtiments à proximité d'une nappe aquifère au centre de Zürich. Description des travaux d'épuisement et de battage des palplanches. — E. 59194, 59255. CDU 624.153 : 624.131.6 : 721.

111-147/148. **Exécution de travaux de fondation à proximité d'un pont et de tunnels du Subway à Londres** (Digging foundation around bridge approach and subway tunnels). *Engng News-Rec.*, U.S.A. (18 juin 1959), vol. 162, n° 24, p. 60-63, 65-66, 68, 10 fig. — Étude des problèmes posés par l'exécution près des berges de la Tamise des fondations des nouveaux bâtiments de la Shell Petroleum C°, comprenant notamment une tour de vingt-six étages à ossature métallique. — Difficultés dues à la nature du sol et aux tunnels du Subway. — Emploi de cylindres de fondations en béton armé et de murs de soutènement en béton précontraint. — E. 58527.
CDU 624.154 : 624.159.3 : 725.23.

112-147/148. **Etude et mise au point d'une fondation résistant aux chocs pour un marteau-pilon destiné aux essais en laboratoires de pièces d'artillerie lourde** (Research and development of shock-controlled foundation for a heavy gun laboratory testing-hammer). CROCKETT (J. H. A.), O'NEILL (D. B.); *Proc. Instn civ. Engrs*, G.-B. (juin 1959), vol. 13, p. 133-160, 17 fig., 9 fig. h.-t., 34 réf. bibl. — Fondation massive en béton capable de résister aux accélérations locales élevées des ondes de choc, aux oscillations en flexion et aux fatigues en résultant. — E. 58289.
CDU 624.156 : 621.96.

113-147/148. **Le problème des affaissements de terrain dans le district du port de Long Beach** (Subsidence problem in the Long Beach harbor district). BERBOWER (R. F.); *J. Waterw. Harb. Div. (Proc. A. S. C. E.)*, U. S. A. (juin 1959), vol. 85, n° WW2, Pap. 2068, p. 43-80, 14 fig. — Problèmes posés par l'affaissement du sol à la suite de l'extraction du pétrole. Travaux envisagés. — E. 58551.
CDU 624.131.542 : 622 : 662.

114-147/148. **La plaque elliptique rigide sur fondation stratifiée; application aux plaques rectangulaires** (Die starre elliptische Platte auf geschichteter Unterlage mit Anwendung auf Rechteckplatten). FISCHER (K.), *Bautechnik*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 257-260, 7 fig., 6 réf. bibl. — Détermination du tassement d'une plaque elliptique soumise à une charge verticale et reposant sur une fondation stratifiée. Application à la plaque rectangulaire. — Intérêt de l'étude pour les travaux pratiques de fondation. — E. 58740.
CDU 624.131.542 : 624.133.

115-147/148. **Possibilités d'emploi des sondes et pénétromètres pour l'étude des caractéristiques de résistance du sol de fondation** (Die Anwendbarkeit von Sonden zur Prüfung der Festigkeitseigenschaften des Baugrundes). MENZENBACH (E.); Edit. : ***Westdeutscher Verlag***, All. (1959), Forschungsberichte d. Landes Nordrhein-Westfalen, n° 713, 1 vol., 215 p., 213 fig., 119 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2814 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 221-59. CDU 624.131.38.

Deb le Mortiers.

116-147/148. **Recherches sur la technologie des coulis de ciment injectés dans les gaines de précontrainte** (Opracowanie technologii zawiesin cementowych do wypelniania kanalow kablowych). KOWALSKI (R.); *Prace Inst. Tech. Budow.* (n° 250), Pol. (1959), Seria I : Mater. Budow. Zastosow., n° 11, 31 p., 27 fig., 7 réf. bibl. — Étude expérimentale détaillée de la composition la mieux appropriée des coulis injectés sous pression. — E. 58374.
CDU 666.971 : 693.564

Deb li Bétons.

117-147/148. **Comportement du béton soumis à l'action des eaux agressives Rapport d'ensemble de K. Seidel** — (Beton in chemisch angreifenden Wässern. — Zusammenfassender Bericht von K. SEIDEL). — Edit. : ***Wilhelm Ernst und Sohn***, Hohenzollerndamm 169, Berlin-Wilmersdorf, All. (1959), *Deutsch. Ausschuss f. Stahlbeton*, n° 134, 52 p., 89 fig., 1 fig. h.-t., DM. 14. — L'ouvrage rend compte d'observations faites sur des éprouvettes et des ouvrages en béton exposés pendant une longue durée à l'action des eaux agressives. — Description des essais effectués à Hörde sur le comportement du béton sous l'action des eaux usées, à forte teneur en sulfate, provenant des terrils; action sur le béton des eaux des régions marécageuses; constatations faites au cours de voyages d'inspection sur le comportement des ouvrages en béton des côtes de la mer du Nord et sur les ouvrages de protection des côtes à Helgoland. — E. 58417.
CDU 620.193 : 666.972 : 628.3 : 627.2.

118-147/148. **Effets des caractéristiques du béton sur la vitesse de propagation du son dans ce matériau** (Effects of concrete characteristics on the pulse velocity. A Symposium). — ***Nation. Acad. Sci., Nation. Res.Counc.*** (Publ. 639), U. S. A. (1959), ***Highway Res. Board***, Bull. 206, 74 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Neuf mémoires présentés à la réunion du Highway Research Board des 6-10 janvier 1958. — Appréciation des essais de vitesse de propagation du son faits par la Commission hydroélectrique de l'Ontario. — Application des essais de vitesse de propagation du son à différentes études de matériaux en laboratoire. — Évaluation des essais de vitesse de propagation du son. — Huit années d'essais de revêtements routiers en béton par la vitesse de propagation du son, au Kansas. — Effets de certaines variables sur les vitesses de propagation du son dans le béton. — Emploi du « soniscope » par la Division du Béton du Laboratoire expérimental des Voies navigables de l'Armée américaine. — Appréciation de la qualité et de la tenue du béton par mesures de la vitesse de propagation du son. — Effets des variations de dosage ou des conditions de cure sur les relations entre la vitesse de propagation du son dans le béton et la résistance de celui-ci. — Évaluation des essais de vitesse de propagation du son effectués avec les « soniscopes » de la Portland Cement Association. — Discussion générale des mémoires et résumé d'ensemble. — E. 58277.
CDU 534.6 : 666.972 (061.3).

119-147/148. **Le fini de surface du béton** (Surface finish of concrete). WILSON (J. G.); *Constr. Rev.*, Austral. (juin 1959), n° 6, p. 24-30, 10 fig. — Traitements de surface du béton afin d'en améliorer l'aspect (emploi de revêtements de coffrages spéciaux, mise en surface de certains agrégats, peinture, panneaux préfabriqués). — E. 58946. CDU 693.548 : 693.69.

120-147/148. **Le béton prepakt. — Nouveau procédé de fondation** (Schlämmebeton. — Ein neues Unterbauverfahren). RUCK (R.); *Bitum.-Teere-Asphalte-Peche-verw.-Stoffe*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 254-261, 25 fig., 4 réf. bibl. — Avantages du procédé prepakt dans les travaux de route. Préparation et mise en œuvre du béton. Sections d'essai installées en Allemagne. — E. 58925. CDU 625.73 : 693.55 : 620.1 (43).

121-147/148. **Le béton fabriqué en centrale en Allemagne. Evolution et perspectives d'avenir** (Transportbeton in Deutschland. Entwicklung und Aussichten). DOMSCHEIT (E.) *Beton-Stahlbetonbau*, All. (août 1959), n° 8, p. 185-188, 8 fig., 3 réf. bibl. — Historique; évolution au cours des dernières années; procédés employés; caractéristiques des installations; considérations économiques. — E. 59135.
CDU 693.542 : 621.9.

122-147/148. **Mise en place du béton de masse par coulées de grande hauteur** (High-lift construction methods for mass concrete). HOLDEN (O.); *J. Pow. Div. (Proc. A.S.C.E.)*, U.S.A. (juin 1959), vol. 85, n° PO. 3, Pap. 2061, p. 1-26, 11 fig., 13 réf. bibl. — Examen de la méthode appliquée par les Services hydroélectriques de l'Ontario (Canada) pour le coulage continu sur toute leur hauteur de barrages atteignant 73 m de haut. — Résultats des observations effectuées, montrant que l'apparition de fissures dangereuses est peu à craindre dans ces ouvrages. — E. 58553.
CDU 693.546 : 627.8.

123-147/148. **Le chauffage aux rayons infrarouges dans la production du béton** (Infra-red heating in the production of concrete). SPEKTOR (B. V.); ***C. A. C. A. Library***, G.-B. (juin 1959), Translat. n° 79, 6 p., 6 fig. — (Traduction anglaise d'un article paru en russe dans la revue « Beton i Jelezobeton » n° 7 de 1956). — Exposé des recherches effectuées en U.R.S.S. : supériorité du traitement du béton par chauffage aux rayons infrarouges sur le traitement à la vapeur. — E. 58856.
CDU 693.547 : 697.71 : 697.-5.

124-147/148. **Propriétés du béton de protection contre les radiations nucléaires**(Properties of nuclear shielding concrete). HENRIE (J. O.); *J.A.C.I.*, U.S.A. (juil. 1959), vol. 31, n° 1, p. 37-46, 9 fig., 4 réf. bibl. — Conditions générales, matériaux du béton satisfaisant à ces conditions. Comparaison des caractéristiques du béton de quatre réacteurs nucléaires semblables. Effets sur la durée de la prise et la résistance du béton de l'addition de bore et effets antagonistes du chlorure de calcium. — E. 59150. CDU 624.012.4 : 539.1.

Deb ne Béton armé.

125-147/148. **Effet du sectionnement des barres d'armature sur l'adhérence et la résistance au cisaillement des poutres en béton armé** (Effect of bar cutoff on bond and shear strength of reinforced concrete beams). FERGUSON (M.), MATLOOB (F. N.); *J.A.C.I.*, U.S.A. (juil. 1959), vol. 31, n° 1, p. 5-23, 14 fig., 1 réf. bibl. — Le sectionnement des barres dans les zones tendues abaisse considérablement la résistance au cisaillement des poutres tandis que leur pliage n'a pas cet effet. — Étude préliminaire sur les causes de la réduction de la résistance. — E. 59150.
CDU 624.04 : 624.072.2 : 624.012.45.

126-147/148. **Etude photoélasticimétrique d'un panneau mural avec portes** (Spannungsoptische Untersuchung einer Wandscheibe mit Türöffnungen). KUSKE (A.), WALTER (H.); *Bautechnik*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 253-256, 12 fig., 2 réf. bibl. — Exposé commenté des essais sur modèle. — Distribution des contraintes dans la cloison portante. Résultats : calcul et disposition des armatures de l'ouvrage réel en béton armé. — E. 58740.
CDU 624.075.4 : 624.012.45 : 69.001.5.

127-147/148. **Emploi d'acier à haute résistance dans le béton armé** (Use of high strength steel in reinforced concrete). WÄSTLUND (G.); *J.A.C.I.*, U.S.A. (juin 1959), vol. 30, n° 12, p. 123/-1250, 12 fig., 10 réf. bibl. — Emploi des aciers à haute résistance, notamment en Autriche et en Suède. Aciers écrouis et aciers à haute teneur en carbone et autres éléments d'alliage. — E. 58751.
CDU 624.012.454 : 691.714.

Deb ni Béton précontraint.

128-147/148. **Sur le module d'élasticité dynamique du béton précontraint** (Ueber den dynamischen E-Modul von Spannbeton). MÜLLER (F. P.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (août 1959), n° 8, p. 192-197, 11 fig., 3 réf. bibl. — Compte rendu d'essais effectués à l'Institut du Béton et du Béton armé de l'Ecole Technique Supérieure de Carlsruhe. — Description des éprouvettes; organisation des essais; bases de calcul; résultats des essais; détermination de la contrainte sous une charge dynamique; calcul du module d'élasticité dynamique. — E. 59135. CDU 624.012.46 : 539.3.

129-147/148. **Résistance et sécurité du béton précontraint. I à VIII.** — DUMAS (F.); *Travaux*, Fr. (nov. 1958), n° 289, p. 977-985, 20 fig.; (déc. 1958), n° 290, p. 1029-1036, 23 fig., 1 réf. bibl.; (jan. 1959), n° 291, p. 35-42, 10 fig., 2 réf. bibl.; (fév. 1959), n° 292, p. 89-96, 11 fig.; (mai 1959), n° 295, p. 325-331, 20 fig.; (nov. 1959), n° 301, p. 663-671, 25 fig.; (déc. 1959), n° 302, p. 697-705, 17 fig.; (jan. 1960), n° 303, p. 51-55, 4 fig. — Exposé sur les règles imposées aux entreprises (matériaux et mise en œuvre) : caractéristiques à exiger des matériaux : ciment, agrégats. Granulométrie. Conditions à remplir par les aciers d'armature. Détermination des pertes de précontrainte. — E. 55358, 55869, 56335, 56645, 57847, 59950, 60563, 60995.
CDU 624.012.46 : 539.4 : 624.046.5 : 35.

130-147/148. **Sécurité à la rupture des poutres en béton, précontraintes sans adhérence** (Bruchsicherheit bei Vorspannung ohne Verbund). RÜSCH (H.), KORDINA (K.), ZELGER (C.); Edit. : ***Wilhelm Ernst und Sohn***, Hohenzollerndamm 169, Berlin-Wilmersdorf, All. (1959), *Deutsch. Ausschuss f. Stahlbeton*, n° 130, viii + 32 p., 64 fig., 3 réf. bibl., DM. 10. — Description d'essais effectués au Laboratoire d'Essais des Matériaux de Construction à l'Ecole technique supérieure de Munich. — *Chapitre A.* — Description des essais de poutres effectués pour vérifier la formule empirique de la norme DIN 4227 : dimensions et confection des éprouvettes, exécution des essais, résultats des mesures et observations. — *Chapitre B.* — Méthodes de calcul du moment de rupture, compte tenu des lois de déformation du béton. — *Chapitre C.* — Dessins et figures nécessaires pour une étude approfondie. — *Chapitre D.* — Abaques pour le calcul du moment de rupture de poutres de section rectangulaire dans le cas de précontrainte avec gaines, dans lesquelles on injecte du ciment. — E. 58416.
CDU 539.4 : 624.072.2 : 624.012.46.620.1.

131-147/148. **Application du procédé de précontrainte ITB dans la construction de bâtiments industriels et de ponts. I. II. (fin).** (Anwendung des Spannverfahrens ITB im Industrie- und Brückenbau). HAMPE (E.), PROKS, QUEST; *Bauplan.-Bautech.*, All. (mai 1959), n° 5, p. 204-210, 18 fig.; (juin 1959), n° 6, p. 271-278, 19 fig. — Description du système. Matériel utilisé. Expérience acquise jusqu'ici dans la construction industrielle et dans la construction des ponts. — E. 58803, 58804. CDU 693.564 : 624.21 : 658.2.

132-147/148. **Variations des contraintes dues au retrait et au fluage en cas de précontrainte par plusieurs câbles** (Spannungsumlagerung durch Schwinden und Kriechen bei mehrsträngiger Vorspannung). REIFFENSTUHL (H.);

Beton-Stahlbetonbau, All. (juil. 1959), n° 7, p. 172-173, 1 fig., 1 réf. bibl. — Expressions approchées de la perte de précontrainte due au retrait et au fluage dans le cas où la précontrainte est appliquée par deux câbles. — Les réactions d'appui ne varient pas sous l'effet du retrait et du fluage. — E. 58754.

CDU 624.043 : 624.012.46 : 666.972.015.46.

Dec CHARPENTE. MENUISERIE. SERRURERIE TYPES DE STRUCTURES

Dec l Travail des métaux. Charpente. Soudure. Menuiserie Construction mixte acier-béton.

133-147/148. **Le soudage électrique par résistance. Soudage par points. Soudage à la molette. Soudage en bout.** — NÈGRE (J.); ***Publicat. Soudure Autog.***, Fr. (1959), 3e éditn 1 vol., 432 p., 195 fig., 5 pl. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2807 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 247-59.

CDU 621.791 : 621.3 (03).

134-147/148. **Considérations de base sur la réduction des contraintes internes dans les éléments de construction en acier soudés, en particulier dans les réservoirs sous pression** (Grundsätzliche Betrachtungen zur Minderung von Eigenspannungen in geschweissten Bauteilen aus Stahl, insbesondere an Druckbehältern). RUBO (E.); *Stahlbau*, All. (juin 1959), n° 6, p. 159-165, 6 fig., 21 réf. bibl. — But de la réduction des contraintes internes. — Méthodes utilisées. Détails relatifs au recuit de détente d'éléments en acier. — Relations entre l'état de contrainte et la résilience. — Étude comparative de différents procédés. — E. 58458.

CDU 624.043. : 624.953 : 624.014.25.

135-147/148. **Choix de la qualité des aciers pour les constructions soudées à l'aide d'un schéma de classification simple** (Güteauswahl der Stähle für geschweisste Konstruktionen mit Hilfe eines einfachen Klassifizierungsschemas). BIERETT (G.); *Bauingenieur*, All. (juin 1959), n° 6, p. 213-222, 14 fig. — Présentation d'un mode de classification des aciers des différentes qualités basé sur l'influence respective de la température d'utilisation de l'ouvrage, des dimensions des éléments, et des conditions de sollicitation. — E. 58498.

CDU 691.714 : 624.014.25.

136-147/148. **Théorie et calcul des boulons à haute résistance** (Theorie en berekening van voorspanbouten). VAN DOUWEN (A. A.); *Ingenieur*, Pays-Bas (24 juil. 1959), n° 30, p. 109-116, 19 fig. (résumé anglais). — Aperçu des aspects théoriques et pratiques de l'emploi de boulons à haute résistance dans la construction métallique, comparé aux assemblages boulonnés, rivés ou soudés. Description de quelques essais. — E. 58869.

CDU 624.078.2 : 539.4.

137-147/148. **Bases de l'emploi dans la construction métallique de boulons à haute résistance précontraints (Boulons HV). I. II.** (Grundlagen für die Anwendung hochfester, vorgespannter Schrauben im Stahlbau- HV-Schrauben-). SCHLAGINHAUFEN (R.); *Stahlbau-Bericht*, Suisse (juil. 1959), n° 19, 16 p., 10 fig. (août 1959), n° 20, 19 p., 12 fig., nombr. réf. bibl. — Mode d'action des joints boulonnés à haute résistance; fabrication des boulons H. V.; dimensionnement des assemblages à haute résistance au glissement. — Étude et exécution de ces assemblages. — E. 59230, 59231.

CDU 624.078.2 : 539.4.

138-147/148. **Les boulons à haute résistance dans la construction des ponts** (HV-Schrauben im Brückenbau). DÖRNEN (Kl.); *Ingenieur*, Pays-Bas (7 août 1959), n° 32, p. B. 121-B. 134, 20 fig. (résumé anglais). — Mise en œuvre des boulons à haute résistance. Progrès de la recherche dans ce domaine en Allemagne. Résultats d'expériences sur les boulons à haute résistance utilisés en combinaison avec le soudage et le collage. — E. 59074.

CDU 621.882 : 624.27.014.2.

Ded TRAVAUX D'ACHÈVEMENT

Ded l Étanchéité des constructions. Joints étanches.

139-147/148. **L'étanchéité en asphalte du bassin de retenue de la centrale hydroélectrique à système d'accumulation par pompage de Geesthacht (Allemagne)** (Die Asphaltdichtung des Speicherbeckens für das Pumpspeicherwerk Geesthacht). — FEINER (D. A.); *Bitumen*, All. (1959), n° 5, p. 102-113, 18 fig., 7 réf. bibl. — Conception et exécution du revêtement étanche de ce bassin d'accumulation de 3,3 millions de m³. — E. 58408.

CDU 627.4/5 : 699.82 : 691.16.

140-147/148. **L'étanchement des tunnels routiers et des tunnels de chemins de fer** (Die Abdichtung von Strassen- und Eisenbahntunnels). PEDUZZI (A.), HOFACHER (H. U.); *Strasse-Verkehr*, Suisse (5 juin 1959), n° 6, p. 253-261, 18 fig. — Étude des divers procédés actuellement utilisés. — E. 58271.

CDU 699.82 : 624.193.

Def PRÉFABRICATION

141-147/148. **Construction industrielle de logements. Rôle fondamental de l'organisation du travail.** — CAMUS (R.); *Étude-Travail, (B. T. E.)*, Fr. (juil.-août 1959), n° 98, p. 15-42, 21 fig. — Étude de la préfabrication en usine de panneaux en béton armé de grandes dimensions (Procédé Camus). Planning; organisation des chantiers; caractéristiques fondamentales de l'industrialisation de la fabrication; organisation des recherches. — E. 58679.

CDU 624.012.3/45 : 728 : 69.00 : 69.05.

142-147/148. **Opération « La Résidence des Lionceaux »; construction de deux cent trente-deux logements H.L.M. type B.** — DREYFUSS (M.); *Cah. C.S.T.B.*, Fr. (juin 1959), n° 38, Cah. 310, p. 1-36, 58 fig. — Conception du projet; raisons ayant dicté le choix du procédé de préfabrication Barets. — Organisation du chantier, description de la réalisation. — E. 58394.

CDU 728.2.011.26 : 624.012.3/45.

Dib PLOMBERIE SANITAIRE

143-147/148. **L'évolution de la mise en place de l'équipement des immeubles, de la pose artisanale au bloc préfabriqué dans la construction des habitations** (Die Entwicklung der haustechnischen Ausstattung von der handwerklichen Fertigung bis zum Grosselement im Wohnungsbau). CARLSEN (P.); *Bundesbaublatt*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 347-352, 13 fig., 2 réf. bibl. — Évolution vers la concentration de l'équipement en un bloc comportant le plus possible d'éléments préfabriqués à l'atelier. — Exemples. — E. 58813. CDU 696.123.

Dic CLIMATISATION. PHÉNOMÈNES ET PARAMÈTRES

144-147/148. **A propos des équivalences thermiques des ambiances. I.** — MISSENARD (A.); *Chal. Climat*, Belg. (fév. 1959), n° 278, p. 29-31, 33-40, 6 fig., 18 réf. bibl. — Étude des échanges thermiques entre le corps humain et son ambiance. Exposé historique, analyse des notions d'équivalence en passage et d'équivalences en séjour. — E. 57004. CDU 628.8.

145-147/148. **Études sur la température des pieds effectuées sur un pied chaussé** (Fusswärmeuntersuchungen am bekleideten Fuss). FRANK (W.); *Gesundheitsingenieur*. All. (10 juil. 1959), n° 7, p. 193-201, 18 fig., 12 réf. bibl. — Dispositifs de mesure et résultats obtenus sur divers types de planchers et pour différentes conditions de chauffage des locaux. — Influence de la température du plancher, de la température de l'air, et de la durée du séjour. — La sensation de confort. — E. 58789.

CDU 536.5 : 628.8 : 69.025.

146-147/148. **L'émission de chaleur par les panneaux rayonnants et par les planchers et plafonds chauffants à sources de chaleur cylindriques** (Wärmeabgabe von Plattenheizflächen und Heizdecken mit zylindrischen Wärmequellen). KOLLMAR (A.); *Gesundheitsingenieur*, All. (10 août 1959), n° 8, p. 225-235, 12 fig., 11 réf. bibl. — Étude des systèmes de chauffage par rayonnement avec tubes incorporés dans les panneaux, planchers ou plafonds. — E. 59161. CDU 697.1 : 697.353/7.

147-147/148. **Méthode des Z et méthodes dérivées.** — CADIERGUES (R.); *Industr. therm.*, Fr. (juin 1959), n° 6, p. 296-301, 4 fig. — Nouvelle méthode de calcul des canalisations des installations de chauffage à eau chaude ou à air pulsé, utilisant la valeur Z caractéristique du réseau dite impédance et ne dépendant que du diamètre du tube. Diagramme d'utilisation. — E. 59085. CDU 697.33/38.

Dic l Chauffage.

148-147/148. **Étude théorique des panneaux rayonnants à haute température.** — BUCHER (N.); *Schweizer Archiv*, Suisse (juil. 1959), n° 7, p. 231-254, 54 fig., 11 réf. bibl. — (en français) — Chauffage des bâtiments industriels au moyen de panneaux rayonnants suspendus sous la toiture et utilisant l'eau surchauffée. — Étude mathématique, compte rendu de résultats obtenus en laboratoire. — E. 59090. CDU 697.353 : 725.4 : 697.4.

149-147/148. **Progrès physiologiques, techniques et économiques des installations de chauffage du plancher par courant d'air chaud dans les locaux d'habitation et de réunions** (Physiologische, technische und wirtschaftliche Fortschritte mittels der Unterwind-Fussbodentemperierung in Wohn- und Gemeinschaftsräumen). KUNTZE (W.); *Sanit. Tech.*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 279-283, 2 fig. — Exposé sur les avantages du système de chauffage par courant d'air chaud sous le plancher dans toutes les conditions climatiques. Importance du rayonnement, notamment du rayonnement des grandes surfaces. — E. 58735.

CDU 697.353 : 69.025.

Dic n Ventilation. Conditionnement. Traitement de la matière.

150-147/148. **La climatisation par humidification au Sahara.** — ROUBINET (M.); *Rev. Gén. milit.*, Fr. (avr.-mai-juin 1959), t. 92, p. 105-159, 31 fig., 5 réf. bibl. — Compte rendu de recherches récentes; résultats expérimentaux enregistrés. Inconvénients de la climatisation par humidification; étude des possibilités d'amélioration de cette technique. — E. 58753. CDU 697.93/94 (61).

151-147/148. **Appareils à induction pour les installations de conditionnement de l'air à haute pression** (Induktionsapparate in Hochdruckklimaanlagen). ARNOLD (J.); *Gesundheitsingenieur*, All. (10 juin 1959), n° 6, p. 161-167, 11 fig., 4 réf. bibl. — Caractéristiques de ces appareils assurant la circulation de l'air dans les locaux. — E. 58352. CDU 697.94/95.

152-147/148. **Tirage des conduits de fumée; étude du refoulement.** — Pris (R.); *Industr. therm.*, Fr. (juin 1959), n° 6, p. 313-325, 15 fig. — Définitions de la pression motrice et du refoulement dans les conduits de fumée. Refoulement total; cas des bâtiments avec terrasse ou avec toitures à versants inclinés. Critère de refoulement, pressions intérieures minimales. Étude particulière des bâtiments avec terrasses. — E. 59085. CDU 697.87 : 533.6.

153-147/148. **Cinquième colloque international sur les poussières industrielles.** — Lasserre (P.); *Centre Informat. Dévelop. Condition. Air Ventilat. Filtrage Air Dépoussiér. (A. P. P. A.)*, Fr. (avr.1959), *Bull. Inform.*, n° 9, p. 2-18, 18 fig. — Problème de captation des poussières dans les différentes industries. — Valeurs limites de concentration de substances nocives dans l'air. — Forme du dispositif de captation. Calcul du débit d'air à aspirer. — E. 58815.
CDU 697.98 : 061.3 (100).

Did ÉCLAIRAGE

154-147/148. **L'éclairage électrique moderne.** — Laurent (R.); *Editns La Guillotière*, Fr. (1951), 2e éditn, 1 vol., 627 p., 629 fig. — Voir analyse détaillée B. 2806 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 258-59.
CDU 628.9 : 696.6 (03).

155-147/148. **Évolution et emploi d'une méthode quantitative pour la détermination des niveaux d'éclairement intérieur** (Development and use of a quantitative method for specification of interior illumination levels). Blackwell (H. R.); *Illuminat. Engng.*, U.S.A. (juin 1959), vol. 54, n° 6, p. 317-353, 49 fig., 24 réf. bibl. — Compte rendu de recherches effectuées aux U.S.A. sur la base d'un programme portant sur une période de huit années. — E. 58695. CDU 628.9 : 535.24.

Dif PROTECTION CONTRE LES DÉSORDRES ET ACCIDENTS

Dif j Acoustique. Vibrations. Protection contre les bruits et les vibrations.

156-147/148. **Technique et pratique de l'isolement et de l'absorption acoustique. XIII. XIV. XV. (fin).** Lehmann (R.); *Isolat. Revêt.*, Fr. (jan.-fév. 1959), n° 17, p. 15-19, 11 fig.; (mars-avr. 1959), n° 18, p. 15-19, 7 fig.; (mai-juin 1959), n° 19, p. 15-17, 3 fig. — Les parties I à XII ont paru dans notre DT. 138 de juin 1959, art. 149. — E. 58011, 57952, 58688.
CDU 699.844.

157-147/148. **Notions fondamentales sur la lutte contre le bruit dans les installations de conditionnement d'air** (Some fundamentals of noise control). *Heat. Pip. Air condition*, U.S.A. (juil. 1959), vol. 31, n° 7, p. 143-156, 19 fig., 17 réf. bibl. — E. 58814. CDU 699.84 : 697.9.

158-147/148. **I : Vibrations anormales dans les installations de chauffage domestique au mazout et au gaz. — II (fin) Résonances acoustiques des appareils de chauffage domestique en fonction de leur environnement.** Putnam (A. A.), Dennis (W. R.); *Chauff. Mazout*, Fr. (déc. 1958), n° 10, p. 36-45, 14 fig.; (mars 1959), n° 11, p. 28-36, 14 fig. — Compte rendu de recherches effectuées par les Laboratoires du Battelle Memorial Institute des U.S.A. — Étude des conditions dans lesquelles le local contenant le générateur (fonctionnant au gaz, au mazout ou à d'autres combustibles) peut jouer un rôle pour fixer le niveau sonore qui dépend du processus de combustion dans le générateur. — E. 56139, 57279.
CDU 534 : 697.3/244/245 : 699.842.

Dif l Protection contre l'incendie.

159-147/148. **Essais de résistance au feu de portes en bois ou à base de bois à la station du feu.** Fackler (J. P.); *Cah. C.S.T.B.*, Fr. (juin 1959), n° 38, Cah. 306, 20 p., 41 fig. — E. 58394.
CDU 699.81 : 69.028.1 : 694.1.

Dig STOCKAGE ET CIRCULATION DES FLUIDES

160-147/148. **Perfectionnements apportés aux installations de conduites d'eau enterrées de la Badische Anilin et Soda-Fabrik, à Ludwigshafen a. Rhein. I. II. (fin).** (Entwicklungsarbeiten an eingeerdeten Rohrleitungen in der Badischen Anilin und Soda-Fabrik AG, Ludwigshafen a. Rhein). Unterstenhofer (L.); *Gas-Wasserfach (GWF)*, All. (12 juin 1959), n° 24, p. 619-625, 16 fig.; (26 juin 1959), n° 26, p. 660-665, 14 fig., 9 réf. bibl. — Étude des conduites d'eau de refroidissement, et des conduites d'eau pour la production de vapeur, le lavage des gaz et autres opérations. Caractéristiques des tuyaux en acier ou en matières plastiques; technique de pose. — E. 58347, 58544.
CDU 621.643.2 : 624.134 : 725.4.

Dig l CANALISATIONS

161-147/148. **Changement de pression dans les raccords ouverts de conduites** (Pressure changes at open junctions in conduits). Sangster (W. M.), Wood (H. W.), Smerdon (E. T.), Bossy (H. G.); *J. Hydraul. Div. (Proc. A.S.C.E.)* U.S.A. (juin 1959), vol. 85, n° HY6, Part 1, pap. 2057, p. 13-42, 16 fig., 6 réf. bibl. — Etude théorique et expérimentale des effets de la forme des jonctions sur l'importance des changements de pression dans les conduites fermées à plein débit. — L'étude a porté sur des boîtes de jonction à section rectangulaire, carrée ou ronde. — E. 58555.
CDU 532 : 621.643.4.

162-147/148. **Conduites d'eau utilisant un pont ou une passerelle pour le franchissement d'un cours d'eau ou d'une vallée. I. II. (fin)** (Ueber Brückenrohrstränge bei Wasserleitungen). Luxner (K.); *Gas-Wasser-Wärme*, Autr. (juin 1959), vol. 13, n° 6, p. 131-139, 8 fig.; (juil. 1959), n° 7, p. 167-178, 10 fig. — Calcul statique de la canalisation; matériaux utilisés pour la fabrication des tuyaux; fixation des tuyaux dans le cas de ponts métalliques ou de ponts en béton armé. — E. 58495, 58957. CDU 624.04/07 : 621.643.2 : 624.21.

Dig m RÉSERVOIRS. SILOS

163-147/148. **La construction d'un réservoir de gaz sphérique à Hanovre** (Der Bau eines Kugelgasbehälters in Hannover). Gils (W.); *Stahlbau*, All. (juin 1959), n° 6, p. 150-152, 3 fig., 3 réf. bibl. — Réservoir de 20 000 m³ pouvant supporter une pression maximale en service de 5,6 kg/cm². — Construction soudée en tôle de 28,5 mm d'épaisseur. — Description de l'ouvrage. — Exécution des soudures et essais. — E. 58458.
CDU 624.953 : 662.76 : 624.014.25.

Do ENTREPRISES. ORGANISATION. INDUSTRIALISATION. ÉTUDES. DOCUMENTATION. MAIN-D'ŒUVRE.

164-147/148. **Les nouveaux procédés de construction aux Pays-Bas** (Systeembouw). Mazure (J. P.); *Ingenieur*, Pays-Bas (21 août 1959), n° 34, p. B. 135-B. 147, 25 fig. — Aperçu sur l'industrialisation de la construction. — E. 59207. CDU 69.00 (492).

165-147/148. **Les procédés modernes de construction.** — Barbier (M.); Édit. *Presses Universit. Fr.*, Fr. (1959), Collect. « Que Sais-je » n° 204, 1 vol., 135 p., 68 fig. — Voir analyse détaillée B. 2802 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 233-59. CDU 69 : 624 (03).

166-147/148. **La mécanisation des travaux d'achèvement** (Die Mechanisierung im Ausbau). Klotzsche (G.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (mars 1959), n° 3, p. 103-106, 12 fig. — Machines à crépir, à percer les carreaux de céramique, à fileter les tubes, marteaux électromagnétiques, pinces à tête revolver, raboteuses à parquet, chariots pour la pose du carton goudronné pour toitures. — E. 58801. CDU 621.9 : 69.002.5.

167-147/148. **Comparaison des besoins de main-d'œuvre dans la construction traditionnelle et dans la construction en éléments préfabriqués** (Arbetskraftatgang vid traditionnella byggen och monteringsbyggen). Rahm (H. G.), Thunblad (G.); *Stat. nämnd f. Byggnadsforsk. (SNB)*, Suède (1959), Rap. n° 50, iv + 94 p., nombr. fig., 4 pl. h.-t., résumé en anglais : 4 p. h.-t. — Texte d'un rapport établi par le Comité suédois de la Recherche du Bâtiment, sur la base d'une enquête ayant porté sur 19 chantiers de construction en Suède. — E. 58651. CDU 69.007 : 69.002 (485).

Dod MATÉRIEL ET OUTILLAGE

168-147/148. **Roulements à billes et à rouleaux. — II. — Étude technique des roulements.** — Dommain (J. G.); *Inst. sup. Matér. Constr. mécan.* — Édit. *Rev. Optique*, Fr. (1958), 1 vol., 84 p., 55 fig. — Voir analyse détaillée B. 2803 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 236-59. CDU 621.8 (03).

169-147/148. **Les broyeurs-concasseurs. Caractéristiques de construction et d'emploi. I. II. III. (fin).** — Cosson (J.); *Construction*, Fr. (avr. 1959), t. 14, n° 4, p. 97-102, 5 fig.; (mai 1959), n° 5, p. 138-145, 5 fig.; (juin 1959), n° 6, p. 174-180, 8 fig. — E. 57922, 58236, 58676.
CDU 621.92.

Dof LES CHANTIERS ET LA SÉCURITÉ

Dof j' l Organisation des chantiers. Installations.

170-147/148. **Organisation des chantiers et économie des solutions adoptées pour quelques grands ouvrages récemment réalisés en Hongrie. I. II. (fin).** — Hollos (A.); *Travaux*, Fr. (mai 1959), n° 295, p. 335-339, 13 fig.; (juil. 1959), n° 297, p. 416-420, 13 fig. — Étude de la construction en béton armé du stade national de Budapest, pouvant contenir quatre-vingt mille spectateurs et de l'entrepôt d'engrais de Kazincbarcika d'une capacité de 110 000 m³ (arcs à deux articulations en treillis préfabriqués) ainsi que de la construction métallique de la centrale thermo-électrique de 200 MW de Tiszapalkonya. — E. 57847, 58703.
CDU 624.012.45 : 624.014.2 : 69.05 (439.1).

F. — LES OUVRAGES

Fac ÉLÉMENTS PORTEURS

Fac j Ossatures. Piliers. Colonnes.

171-147/148. **Le massif support d'extrémité de l'installation à accumulation par pompage de Happurg** (Der Endfestpunkt des Pumpspeicherwerkes Happurg). ABRAHAM (K. H.), *Bautechnik*, All. (juin 1959), n° 6, p. 205-212, 17 fig., 3 réf. bibl. — Description de l'installation et du massif en béton précontraint supportant l'extrémité des conduites forcées. Calcul des armatures prétendues et non prétendues. — Appareils de précontrainte. Exécution des travaux. — E. 58457.
CDU 627.84/88 : 624.15 : 624.012.46.

172-147/148. **Étude comparative technique et économique des différents types de murs destinés à la construction d'habitations** (Analiza tehnico-economica comparativa asupra diferitelor tipuri de pereti pentru constructii de locuinte). AURIAN (J.), GHEORGHITA (S.); *Rev. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (avr. 1959), n° 4, p. 162-171, 5 fig. — Comparaison des différents types de murs expérimentés ou adoptés en Roumanie. — Maçonnerie en briques ou agglomérés, panneaux de grandes dimensions, béton monolithique. — Tableaux de caractéristiques techniques et économiques. — E. 58483.
CDU 69.022.1 : 624.012.2/4 : 69.003.

173-147/148. **Méthodes de réalisation des murs de façade en maçonnerie avec exécution simultanée des revêtements (enduits, briques ordinaires, briques de parements, plaques de pierre ou de béton)** — (Zewnetrzne sciany licowane rownoczesnie z murowaniem). STROKOWSKI (W.); *Prace Inst. Budow. Mieszkan.*, Pol. (1959), vol. 9, n° 24, 92 p., nombr. fig., 12 réf. bibl. — (résumé français). — Etude des procédés utilisés en Pologne. — Propriétés et prix de revient des différents revêtements et enduits. — E. 58413.
CDU 69.022 : 324.624.012 (438).

174-147/148. **Construction métallique de type inhabituel pour un bâtiment** (Eine ungewöhnliche Konstruktion des Stahlhochbaues). FREI (M.). *Schweiz. Bauztg*, Suisse (28 mai 1959) n° 22, p. 345-348, 8 fig. — Particularités de conception d'un bâtiment à usage de bureaux de quinze étages à ossature en béton armé à partir du premier étage. — Les poutres et poteaux du rez-de-chaussée sont en acier. Les charges isolées supportées par les poutres métalliques varient entre 366 et 389 t. — E. 58130.
CDU 693.8/9 : 725.2 : 721.011.27.

175-147/148. **Ossature métallique du bâtiment des mélangeurs de la Fabrique de Produits Firestone S.A., Pratteln.** — STUDER (E.); *Bull. tech. Vevey*, Suisse (1959), p. 14-23, 18 fig. — Ossature soudée de 11,25 m de hauteur, composée de quatre portiques superposés à double rotule. — Rigidité longitudinale assurée par des cadres en façade. — Joints entre les sommiers longitudinaux et les traverses des cadres transversaux. — Problème des coins de cadres. — E. 59105.
CDU 624.014.25 : 624.072.33.

176-147/148. **Une participation de l'acier à la construction immobilière. — « Procédé Porte des Lilas ».** — *Arier*, Fr. (juil.-août 1959), n^{os} 7-8, p. 315-325, 23 fig. — Étude détaillée de ce procédé ayant les caractéristiques suivantes : ossature métallique; planchers-dalles en béton armé; suppression des coffrages et des échafaudages; coulage au sol, entre les poteaux de l'ossature métallique, des dalles de plancher superposées, le dessus de chaque dalle servant de fond de moule à la dalle suivante; utilisation de la charpente métallique comme support d'engins de levage. — E. 58632.
CDU 721.011.27 : 693.81 : 69.025.22 : 69.00.

177-147/148. **L'ossature métallique des bâtiments d'une nouvelle aciérie à Rourkela, Inde** (Die Stahlkonstruktion der Gebäude für ein neues Stahlwerk in Rourkela, Indien). BOCK (H.); *Stahlbau*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 177-182, 16 fig. — Conception, bases de calcul et réalisation de cette construction de 358 m de long sur 75 m de large. Toiture à fermes de forme particulière, avec lanterneaux. — E. 58854.
CDU 725.4 : 624.014.2.

Fac l Poutres. Dalles. Planchers. Auvents. Portiques. Cadres.

178-147/148. **Reconstruction d'ouvrages d'art à la gare de Barking (Grande-Bretagne). — Poutres préfabriquées en béton précontraint** (Railway reconstruction at Barking. — Prestressed precast beams). *Concr. Constr. Engng*, G.-B. (juin 1959), vol. 54, n° 6, p. 219-226, 12 fig. — Préfabrication, mise en précontrainte, essais et montage des poutres. — E. 58348.
CDU 624.072.2 : 624.012.46 : 69.002.2 : 693.564.

179-147/148. **Étude des planchers mixtes réalisés à l'aide d'éléments précontraints recouverts d'une dalle de béton** (Studiul planseelor mixte realizate prin supra betonarea unor dulapi de beton precomprimat). LÖBEL (L.); *Rev. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (mai 1959), n° 5, p. 226-239, 26 fig., 4 réf. bibl. — Description et résultats d'essais d'éléments partiellement précontraints de construction continue ou non, de 4 à 6 m de portée. — E. 58742.
CDU 620.16/17 : 69.025.22 : 624.016 : 624.012.4/46.

180-147/148. **Emploi de tubes étanches en carton pour la construction de planchers creux en béton armé de poids réduit** (Tœpassing van waterdichte kartonnen kokers als gewichtverminderend element in gewapend-betonvloeren). BUISMAN (J. J. I.); *Cement-Beton*, Pays-Bas (juin 1959), n° 3, p. 238-248, 27 fig. (résumés français, anglais et allemand). — Étude des avantages économiques et techniques de ce procédé. — Ces avantages sont apparus à la suite de recherches sur la résistance de dalles expérimentales. — Mise au point, à partir du résultat de ces recherches, d'une méthode de calcul basée sur la théorie de l'élasticité et permettant de déterminer le moment et l'effort tranchant admissibles pour différents rapports entre le diamètre du tube et l'épaisseur du plancher. — E. 58645.
CDU 69.025.22 : 624.012.45 : 69.057.5 : 691.146.

181-147/148. **Une technique révolutionnaire « Immeuble, lève-toi ».** — BROCARD (R.); *Bâtir*, Fr. (juil.-août 1959), n° 87, p. 12-33, 35 fig., 3 réf. bibl. — Étude détaillée du procédé de construction par levage de dalles imaginé et essayé en France par Bernard Lafaille, mis au point et appliqué aux U.S.A. sous le nom de procédé « Lift Slab », par T. Youtz et T. Slick. — Perspectives d'avenir. — E. 59171.
CDU 69.057 : 624.073.

Fad ÉLÉMENTS NON PORTEURS. PANNEAUX

Fad l Menuiseries.

182-147/148. **Menuiserie du bâtiment.** (Technologie professionnelle pratique). — RIOLLOT (C.); Edit. : *Dunod*, Fr. (1959), 3^{e} éditn 1 vol., viii + 278 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2799 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 257-59.
CDU 694.6 (03).

Fe BATIMENT EN GÉNÉRAL

Fec BATIMENTS CULTURELS. SPORTS

183-147/148. **L'hôpital central du département de Copenhague à Glostrup.** (Kobenhavns amts sygehus i Glostrup). *Ingenioren*, Danm. (1er avr. 1959), n° 7, p. 221-262, nombr. fig. — Description détaillée de cet hôpital récemment construit. — Parti architectural. — Construction en béton armé, façades et isolation. — Équipements techniques. — E. 57374.
CDU 725.5 : 693.95 : 696/697 (489).

184-147/148. **Le laboratoire de campagne sur le chantier du barrage de Göschen** (Das Feldlaboratorium auf der Damm-Baustelle Göschenealp). ZEINDLER (H.); *Schweiz.-Bauztg*, Suisse (13 août 1959), n° 33, p. 531-536, 10 fig., 5 réf. bibl. — Emplacement choisi, personnel et appareillage; prix de revient. — E. 59113.
CDU 727.5 : 627.8 : 69.05.

185-147/148. **Le Palais des Sports de la Ville de Vienne** (Die Wiener Stadthalle). — Edit. : *Verlag für Jugend und Volk*, Autr. (déc. 1958), n° 2120, 1 vol., 106 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2815 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 205-59.
CDU 725.826 : 624.012.45 : 624.014.2 : 696/7.

Fed TRAVAUX MILITAIRES. TRAVAUX D'UTILITÉ PUBLIQUE. ALIMENTATION EN EAU. HYGIÈNE PUBLIQUE. GÉNIE RURAL. EAUX SOUTERRAINES.

Fed la Alimentation en eau. Réservoirs d'eau. Eaux souterraines.

186-147/148. **Prise d'eau dans la direction du courant dans des rivières à fort débit solide** (Wasserentnahme in Fliessrichtung aus geschiebeführenden Flüssen). CECEN (K.); *Bautechnik*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 273-277, 16 fig., 6 réf. bibl. — Dispositif formé d'un corps creux muni d'une grille recevant l'eau dans le sens du courant et l'évacuant transversalement. — Essais sur modèle. Débit solide déposé. Avantages du système. — E. 58740.
CDU 628.11 : 627.1 : 532.5.

187-147/148. **Les divers aspects de la pollution des rivières** (Aspects of river pollution). KLEIN (L.); Edit. : *Butterworths Sci. Pub.*, G.-B. (1957), 1 vol., xii + 621 p., 150 fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2810 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 240-59.
CDU 628.16 : 627.15 (03).

188-147/148. **La station de pompage souterraine dite « Galerie de la Mer » de la Société des Eaux de Marseille.** — *Tech. Eau*, Belg. (15 août 1959), n° 152, p. 13-19, 1 fig. — Étude du problème général de l'alimentation en eau de la ville de Marseille. Description des travaux de génie civil de la « Galerie de la Mer », de l'équipement de pompage, et des dispositifs de ventilation. — E. 59187.
CDU 628.12 : 624.19.

Fed m Hygiène publique. Évacuation des eaux.

189-147/148. **Traitement et élimination des boues par le procédé Zimmerman** (Sludge treatment and disposal by the Zimmerman process).

J. Sanit. Engng Div. (Proc. A. S. C. E.), U.S.A. (juil. 1959), vol. 85, n° SA 4, Part 1, Pap. n° 2087, p. 13-23, 9 fig. — Traitement des boues d'égout en suspension aqueuse par l'oxygène dissous dans un réacteur spécial à haute température (260 à 315°) et pression élevée (70 à 140 kg/cm²). Résultats obtenus à l'installation pilote de Chicago. — E. 59079.

CDU 628.33.

190-147/148. **L'installation principale de traitement des eaux usées de Köhlbrandhöft pour la ville de Hambourg. 1ère étape - Construction de la station de pompage de Hafenstrasse** (Das Hamburger Hauptklärwerk Köhlbrandhöft. 1 — Bauabschnitt mit Pumpwerk Hafenstrasse). STUEWER (U.); *Gas-Wasserfach (G.W. F.)*, All. (15 mai 1959), n° 20, p. 489-495, 13 fig., 4 réf. bibl. — Description et construction des installations réalisées pour lutter contre la pollution de l'Elbe par les eaux industrielles. — E. 57959. CDU 628.3.

191-147/148. **Étude statique du digesteur de boues cylindrique de l'installation d'épuration de Celle** (Statik und Konstruktion des zylindrischen Faulbehälters der Kläranlage Celle). KUMMER (A.), SALZ (A.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (juin 1959), n° 6, p. 147-152, 16 fig., 6 réf. bibl. — Digesteur en béton armé de 3 000 m³. Description. Calcul statique. Détails d'étude. Exécution des travaux. — E. 58399.

CDU 624.953 : 628.34 : 624.012.45.

192-147/148. **Le traitement des ordures ménagères par incinération et hydrolyse.** GALLET (M.); *Tech. Sci. munirip.*, Fr. (juin-juil. 1959), n^os 6/7, p. 203-230, 39 fig. — Composition des ordures ménagères. Procédés modernes de destruction : incinération et transformation pour l'obtention de fertilisants; choix d'un procédé, nature des produits obtenus, frais de fonctionnement. — Technique de l'incinération. Fonctionnement d'une usine d'incinération : fours, chaudière, centrale électrique, esthétique des usines. — Technique de la fermentation, matériel employé, produit obtenu. Procédés « Biotank », « Dorr », « Buhler ». — Fermentation par hydrolyse. — E. 58985.

CDU 628.49.

193-147/148. **L'évacuation des ordures ménagères dans l'habitation.** VÉRY (M.); *Cah. C.S.T.B.*, Fr. (juin 1959), n° 38, Cah. 310, p. 39-50, 18 fig. — E. 58394.

CDU 628.4 : 728.

Feg BATIMENTS D'UNE CERTAINE HAUTEUR

Feg l Bâtiments de plus de dix étages.

194-147/148. **Emploi de poutres en béton précontraint associées à une ossature métallique pour la construction d'un bâtiment de grande hauteur** (Prestressed concrete beams with structural steel in tall building). *Engng News-Rec.*, U.S.A. (6 août 1959), vol. 163, n° 6, p. 34-36, 6 fig. — Description de l'immeuble-tour Norton de seize étages en élévation nouvellement construit à Seattle, pour lequel on a réalisé des travées de 21 m de portée au moyen de poutres en béton précontraint. L'ensemble comporte trois travées de 21 m dans le sens de la longueur et deux travées de 10,5 m dans le sens de la largeur. — Des murs de cisaillement ont été prévus pour résister aux secousses sismiques. — E. 59165.

CDU 693.97 : 624.072.2 : 624.012.46.

Fib OUVRAGES INDUSTRIELS ET COMMERCIAUX, DE PRODUCTION D'ÉNERGIE ET D'UTILITÉ PUBLIQUE

Fib je Industrie.

195-147/148. **Hangars industriels Orenstein et Koppel, Milan, Italie.** — PETRONIO (O.) *Acier*, Fr. (juil.-août 1959), n^os 7-8, p. 329-334, 14 fig. — Étude générale et description du hangar central en acier d'une longueur de 115 m et de 32 m de largeur, comportant dix travées de 10 m et une travée de 15 m. Il est équipé d'un pont roulant de 30 t. — Poutres de roulement soudées à âme pleine. Toiture en shed à poutres en treillis tubulaires. — E. 58632.

CDU 725.4 : 624.014. 2 : 69.024.25 : 621.874.

196-147/148. **Construction et aménagement des locaux industriels.** — *Travail-Méthodes*, Fr. (juin 1959), n° 135, p. 1-112, nombr. fig. — Numéro consacré à l'étude et à la réalisation des bâtiments industriels : implantation; aménagement, notamment en fonction des manutentions; protection acoustique; lumière et couleur; revêtements; éclairage; confort climatique; ambiance; problèmes d'extension. — E. 58778. CDU 725.4 : 69.

197-147/148. **Construction rapide d'un haut-fourneau du combinat O.H.M.K.** *(en russe)*. — *Constr. industr.*, U.R.S.S. (jan. 1959), n° 1, p. 45-50, 10 fig. — Construction en 145 jours ouvrables de ce haut-fourneau représentant la mise en œuvre de 6150 t d'acier et 1800 m³ de béton. — Emploi d'éléments de grandes dimensions. Exécution des éléments en acier par trois usines à la fois. Contrôle des soudures aux rayons X et aux ultrasons. — Eléments préfabriqués en béton précontraint d'un poids maximum de 30 t. — Planning de construction; organisation et équipement des chantiers. — E. 57585.

CDU 725.4 : 669 : 624.014.25 : 624.012.46.

198-147/148. **Étude des émissions de fumées par les cheminées industrielles.** — MUHLRAD (W.); *Chaleur-Industr.*, Fr. (août 1959), n° 409, p. 231-252, 14 fig., 6 réf. bibl. — Étude de la composition chimique des fumées industrielles : composition des gaz, des poussières provenant des chaudières à charbon pulvérisé, concentration des poussières produites. Étude des influences des gaz sur les humains, les plantes. — Cas particuliers des cimenteries des usines d'électrochimie, d'électro-métallurgie (moyens mis en œuvre pour éviter les pollutions gênantes), des industries chimiques, de la sidérurgie, des fonderies, des charbonnages. — E. 59163.

CDU 628.53 : 628.51.

Fib l Dépôts de marchandises. Marchés. Hangars. Magasins.

199-147/148. **Emploi d'un coffrage mobile dans la construction d'un silo à grains d'une capacité de 8000 t** (Continuously moving formwork in the construction of an 8,000 ton capacity grain storage silo). MAGEE (D. M.); *Trans. Instn civ. Engrs Ireland*, Irlande (1958), vol. 84, p. 13-47, discussion : p. 167-170, 6 fig., 7 fig. h.-t., 11 réf. bibl. — Étude de la construction de ce silo de forme rectangulaire en béton armé dans les emprises du port de Waterford (Irlande). Description des éléments constitutifs du coffrage mobile utilisé. — O. 181/59.

CDU 725.36 : 624.012.45 : 69.057.528.

200-147/148. **Le hangar d'aviation N. 5 de l'aéroport de Paris-Orly.** — JAGER (E.); *Acier.* Fr. (sep. 1959), n° 9, p. 371-377, 14. fig. — Description d'un hangar de 54 m de profondeur présentant une ouverture de porte de 150 m, dont les poutres-consoles principales ont une portée de 38 m. — Etude du montage. — E. 59335 CDU 725.39 : 624.014.2.

201-147/148. **La construction du pipe-line Nord-Ouest Wilhelmshaven-Cologne-Wesseling** (Der Bau der Nord-West-Ölleitung Wilhelmshaven-Köln-Wesseling). SCHWARZBACH (K.); *Stahlbau*, All. (juin 1959), n° 6, p. 156-159, 3 fig., 4 réf. bibl. — Conduite de 390 km de long en tubes de 711,2 mm de diamètre et de 7,9 à 11,9 mm d'épaisseur, recouverte d'un mètre de terre. — Description des travaux qui ont duré neuf mois. — E. 58458.

CDU 621.643.2 : 624.134 : 624.014.25.

Fib n Production d'énergie. Ouvrages hydrauliques. Barrages. Régularisation des cours d'eau. Revêtements de barrages.

202-147/148. **L'aménagement hydroélectrique de Orlik en Tchécoslovaquie. I. II. (fin).** (The Orlik H. E. scheme, Czecheslovakia). KRAUS (A.); *Civ. Engng Publ. Works Rev.*, G.-B. (avr. 1959), vol. 54, n° 634, p. 461-463, 6 fig.; (mai 1959), n° 635, p. 616-618, 5 fig. — Description générale de cet aménagement sur la rivière Vltava. Il comprend un barrage-poids en béton de 90,5 m de hauteur et de 450 m de longueur. — E. 57609, 58102.

CDU 627.8 : 693.5 : 621.311.

203-147/148. **L'aménagement de la chute de Baix-le-Logis Neuf sur le Rhône.** TOURNIER (G.); *Construction*, Fr. (juin 1959), t. 14, n° 6, p. 161-173, 22 fig. — Conception de l'aménagement et description du barrage de retenue de 191 m de longueur à six passes, des endiguements et de la dérivation comportant un canal d'amenée de 7,7 km et un canal de fuite de plus de 2 km de long. — Étude du déchargeur et de l'écluse de 195 m de longueur utile et de 12 m de largeur. — Organisation du chantier. — E. 58676.

CDU 627.8 : 627.1 : 626.1.

204-147/148. **Le nouveau barrage-voûte-poids de Cancano pour construction en deux temps. I. II. (fin).** (La nuova diga di Cancano ad arco gravita per costruzione in due tempi). CONTESSINI (F.), OBERTI (G.); *Energ. elettr.*, Ital. (mai 1959), vol. 36, n° 5, p. 397-413, 24 fig., 2 réf. bibl.; (juin 1959), n° 6, p. 514-535, 32 fig., 2 réf. bibl. — Étude du projet. Essais de résistance de la roche « in situ ». — Essais sur modèle de la voûte. Conclusion des essais. — Caractéristiques de l'ouvrage et des organes annexes. Exécution des ouvrages. Observation du barrage. — E. 58351, 58716.

CDU 627.8 : 624.131.38 : 69.001.5.

205-147/148. **Caractéristiques du barrage de Lednock (Ecosse) et conditions d'emploi de cendres volantes dans sa construction** (Features of Lednock dam, including the use of fly ash). ALLEN (A. C.); *Proc. Instn civ. Engrs*, G.-B. (juin 1959), vol. 13, p. 179-196, 10 fig., 10 fig. h.-t., 9 réf. bibl. — Barrage à contreforts en béton de masse de 289 m de longueur et de 39 m de hauteur totale. — Effets du remplacement d'une certaine quantité de ciment par des cendres volantes. — E. 58289.

CDU 627.8 : 693.542 : 691.322.

206-147/148. **L'aménagement hydroélectrique de Sounda sur le fleuve Kouilou-Niari au Moyen Congo.** — FRANCOU (J.); *Houille bl.*, Fr. (juil. 1959), n° 4, p. 426-438, 8 fig. — Description de l'avant-projet d'aménagement comportant un barrage-voûte mince de 125 m de hauteur, et un évacuateur en saut de ski. — Originalité de la méthode de coupure du fleuve, de la conception et de l'implantation des prises d'eau. — E. 58871.

CDU 627.8 : 624.974.3 : 621.311.21.

207-147/148. **L'aménagement de Kariba sur le Zambèze.** — LABORDE-MILAA (J.); *Houille bl.*, Fr. (juil. 1959), n° 4, p. 457-473, 14 fig. — Les caractéristiques du projet initial étaient les suivantes : barrage poids-voûte à double courbure de 122 m de hauteur; évacuateur de crues central en saut de ski; deux usines à l'air libre implantées longitudinalement à l'aval. La bonne qualité du rocher a permis d'adopter un barrage en voûte mince, de 125 m de hauteur, avec déversoir à six pertuis, alimentant une centrale souterraine. — Déroulement des travaux. Difficultés dues aux crues

de 1957 et 1958; dispositions prises à la suite de cette crue. — E. 58871.

CDU 627.8 : 624.074.3 : 621.311.21.

208-147/148. **Le barrage de Kariba.** COYNE (A.); *Travaux*, Fr. (juil. 1959), nº 297, p. 395-413, 34 fig., 2 réf. bibl. — Exposé d'ensemble sur la conception de ce barrage en voûte mince à double courbure de 125 m de hauteur maximale et de 615 m de développement en crête. Déversoir à six pertuis. Centrale souterraine. Galeries. Organisation du chantier. La crue de 1958. Exécution des ouvrages souterrains. — E. 58703. CDU 627.8 : 624.074.3 : 627.84/88.

209-147/148. **L'aménagement hydroélectrique de Souapiti sur le fleuve Konkouré, en Guinée.** — SIMON (P.); *Houille bl.*, Fr. (juil. 1959), nº 4, p. 415-425, 9 fig. — L'ensemble de l'aménagement comprend : un barrage en terre de 120 m de hauteur; un évacuateur de crues et une vidange de fond; une centrale souterraine; une galerie de fuite de 114 m² de section et de 6 200 m de largeur. — E. 58871.

CDU 627.8 : 691.4 : 621.311.21 : 624.19.

210-147/148. **Etude et tracé duseui l fixe de vanne, ainsi que des types de vanne correspondants, en particulier de la vanne secteur. I. II. (fin)** (Mögliche Erhöhung und Entwicklung der festen Wehrschwelle sowie Gestaltung der damit verbundenen Wehrkonstruktionen, im besonderen des Sektorwehres). JAMBOR (F.); *Bautechnik*, All. (juin 1959), nº 6, p. 221-228, 18 fig.; (août 1959), nº 8, p. 297-300, 8 fig. — E. 58457, 59131.

CDU 532.621.646 : 627.8 : 627.1.

211-147/148. **Recherche expérimentale sur les évacuateurs de crue circulaires** (Ricerca sperimentale sugli sfioratori a calice). LAZZARI (E.); *Energ. elettr.*, Ital. (juil. 1959), vol. 36, nº 7, p. 614-651, 15 fig., 14 réf. bibl. — Description d'essais effectués au Laboratoire d'Hydraulique de l'Université de Cagliari. Conclusions tirées de ces essais. — E. 59047.

CDU 621.646 : 627.8 : 532.5.

Fic BATIMENTS PUBLICS

212-147/148. **Le nouveau bâtiment du siège permanent de l'O.T.A.N., Porte Dauphine à Paris.** PAPAULT (R.); *Génie civ.*, Fr. (15 juil. 1959), t. 136, nº 14, p. 297-304, 12 fig. — E. 58774.

CDU 725.1 : 624.014.2 : 697 : 696.6 (100).

Fid VOIES DE COMMUNICATION

Fid ja Routes.

213-147/148. **Corps de chaussée en latérite améliorée au ciment.** THAREL (J. J.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (juil. 1959), nº 330, p. 67-72, 8 fig. — Description de travaux exécutés récemment au Sénégal. — E. 58755.

CDU 625.7 : 624.138 : 666.94 : (66).

214-147/148. **Application d'une couche mince de béton sur les dalles en béton existantes d'une chaussée** (Thin bonded concrete surfacings applied to existing concrete road slabs). WILLIAMS (R. I. T.); *Roads Road Constr.*, G.-B. (juil. 1959), vol. 37, nº 439, p. 194-201, 22 fig., 5 réf. bibl. — Description d'un essai d'application d'un revêtement en béton variant entre 9 et 25 mm d'épaisseur sur des dalles existantes. — Traitement de surface, dosage du béton employé pour le revêtement, malaxage mise en place, compactage, cure, pose des armatures. — E. 58852.

CDU 625.84 : 69.059.32.

215-147/148. **Armature métallique continue pour revêtements de béton expérimentaux** (Continuous steel reinforcement for experimental concrete pavements). ***Nation. Acad. Sci., Nation. Res. Counc.*** (Publ. 667), U.S.A. (1959), ***Highway Res. Board***, Bull. 214, 113 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Six mémoires présentés à la réunion du Highway Research Board des 6-10 janvier 1958. — Analyse de problèmes spéciaux des revêtements de béton à armature continue. — Rapport décennal sur le revêtement à armature continue de l'Illinois. — Rapport décennal sur les revêtements expérimentaux en béton à armature continue du New Jersey. — Le revêtement en béton à armature continue en Californie après huit ans de service. — Revêtement en béton à armature continue en Pennsylvanie. — Rapport sur les résultats de la première année des revêtements en béton à armature continue en Pennsylvanie. — E. 58799.

CDU 625.84 : 693.554.620.17.

216-147/148. **Influence de l'action du gel sur la force portante des chaussées. — Rapport final** (Load-carrying capacity of roads as affected by frost action. Final report). MESKAL (G. A.); ***Nation Acad. Sci., Nation. Res. Counc.*** (Publ. 640), U.S.A. (1959), ***Highway Res. Board***, Bull. 207, 32 p., 35 fig. — Texte du rapport final présenté au Trente-septième Congrès annuel du Highway Research Board des U.S.A., les 6-10 janvier 1958. — E. 58278.

CDU 699.83 « 324 » : 625.7 : 69.001.5.

217-147/148. **Travaux de reconstruction de la section Delft-Overschie de la route nationale nº 13.-I.** (De reconstructie van rijksweg nr.13 gedeelte Delft-Overschie). HOORNENBORG (J.-C.); *Wegen*, Pays-Bas (juin 1959), nº 6, p. 136-144, 146, 13 fig. — Description des travaux entrepris pour la réalisation d'une chaussée comportant six voies de circulation. — E. 58490. CDU 625.711. 1 : 625.85.

218-147/148. **Les garages de grande hauteur, les garages souterrains et les règlements de la construction concernant les garages (en Allemagne de l'Ouest)** (Hochgaragen, Tiefgaragen und die Garagenbauordnung). HANS (W.); *V.F.D.B.*, All. (juil. 1959), nº 3, p. 61-71, 18 fig., 8 réf. bibl. — Évolution des formes de construction au cours des dernières années, description d'installations récentes. Étude des prescriptions relatives à la protection contre l'incendie. — E. 59204.

CDU 725.38 : 721 : 624.19 : 614.8.

219-147/148. **Caractéristiques spéciales des revêtements d'aérodromes pour avions à réaction** (US-Air Force) (Special pavement requirements for jet aircraft operation). DUVALL (B. U.); *J. Air Transp. Div. (Proc. A.S.C.E.)*, U.S.A. (mai 1959), vol. 85, nº AT2, pap. 2015, p. 17-28, 7 fig. — Effets de la chaleur d'échappement et du souffle sur les revêtements de pistes. — Méthodes adoptées par le Génie américain pour déterminer les caractéristiques des revêtements en béton de ciment et en béton bitumineux. — **Étude des revêtements pour avions à réaction commerciaux** (Pavement design for commercial jet aircraft). MELLINGER (F. M.), AHLVIN (R. G.), CARLTON (P. F.); Pap. 2016, p. 49-43, 10 fig., 11 réf. bibl. — Présentation de tables et abaques pour le calcul des revêtements rigides et flexibles. — Conditions de renforcement des revêtements rigides existants. — Comparaison des caractéristiques des revêtements pour appareils à réaction et de celles des revêtements pour appareils à hélice. — E. 58340.

CDU 625.8 : 629.139.1.

Fid l Ouvrages pour la navigation.

220-147/148. **Les communications par eau dans la province de Groningue (Pays-Bas). — L'amélioration de « l'Eemskanaal ». Nouvelles écluses et nouveaux bassins à Delfzijl.** — STELLING (P.); *Bull. Assoc. internation. perman. Congr. Navig.*, Belg. (1958), vol. 2, nº 48, p. 67-89, 13 fig., 6 pl. h.-t. — Etude des travaux en cours sur l'Eemskanaal, de 26 km, reliant le port de Delfzijl à la ville de Groningue. — Longueur totale des écluses : 230 m. — La grande écluse a une largeur de 16 m et la petite écluse : 7 m. — E. 58705.

CDU 626.1/4.

221-147/148. **Couverture de gravier nécessaire pour empêcher l'érosion par les vagues.** (Gravel blanket required to prevent wave erosion). CARLSON (E. J.); *J. Hydraul. Div. (Proc. A.S.C.E.)*., U.S.A. (mai 1959); vol. 85, nº HY5, Pap. 2021, p. 109-145, 26 fig., 5 réf. bibl. — Essais d'érosion par les vagues superficielles exécutés à l'aide d'un modèle de canal, pour l'étude des travaux d'aménagement de la rivière Yakima. — Disposition la plus favorable des matériaux sur le talus. — E. 58338.

CDU 627.4 : 69.001.5.

Fid p Voies aériennes.

222-147/148. **La nouvelle piste de l'aérodrome de Saint-Louis.** THAREL (J.-J.); *Travaux*, Fr. (août 1959), nº 298, p. 443-448, 8 fig. — Piste, destinée aux DC4, de 1 600 m de long, 45 m de largeur. — Couche de fondation en béton de sol (banco, sable de dune, coquillages concassés); couche de base de même composition stabilisée à l'émulsion; couche de roulement constituée d'un tapis d'enrobés denses de coquillages concassés. — Exécution des travaux. — E. 58888

CDU 629.1 39.1 : 625.73 : 625.8.07.

Fif OUVRAGES D'ART

Fif j Souterrains.

223-147/148. **Technique des aménagements souterrains. I. à XIV.** — UTUDJIAN (E.); *Monde souterrain*, Fr. (fév. 1957), nº 99, p. 409-415, 2 fig.; (avr. 1957), nº 100, p. 445-453, 7 fig.; (juin 1957), nº 101, p. 507-514, 8 fig.; (août 1957), nº 102, p. 565-568, 4 fig., 1 réf. bibl.; (oct. 1957), nº 103, p. 603-610, 10 fig.; (déc. 1957), nº 104, p. 645-652, 12 fig.; (fév. 1958), nº 105, p. 679-686, 21 fig.; (avr. 1958), nº 106, p. 67-78, 28 fig.; (juin 1958,) nº 107, p. 115-126, 30 fig.; (août 1958), nº 108, p. 153-156, 16 fig., 1 réf. bibl.; (oct. 1958), nº 109, p. 185-192, 15 fig.; (déc. 1958), nº 110, p. 227-234, 27 fig.; (fév. 1959), nº 111, p. 271-278, 12 fig.; (avr. 1959), nº 112, p. 345-350, 4 fig. — Conditions d'extension souterraine des villes. — Installations industrielles, commerciales et culturelles souterraines. — Communications; garages-parkings souterrains : réalisations et projets de réalisations aux U.S.A., en Suède, en Italie, en Espagne, en Angleterre, en Suisse, en Belgique et en France. — Les garages souterrains automatiques : systèmes Fauconnier, S.E.R.I.M. (G.E.C.U.S.), Autocelles, Autoport, Zidpark S. — E. 46756, 47646, 48823, 49740, 50461, 51321, 52188, 53714, 54203, 54927, 55642 56706, 57637, 58274.

CDU 711.4 : 624.19 : 725.38.

Fif m Ponts.

224-147/148. **Les ponts-routes métalliques dans la République démocratique allemande depuis 1952. I. II. (fin)** (Stählerne Strassenbrücken in der Deutschen Demokratischen Republik seit 1952). MARX (S.), HÄNSCH (H.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (mai 1959), nº 5, p. 195-203, 19 fig.; (juin 1959), nº 6, p. 253-260, 20 fig., 2 réf. bibl. — Évolution de la construction métallique exposée à l'aide de quelques exemples caractéristiques. — E. 58803, 58804.

CDU 624.21 : 624.014.2 (43).

225-147/148. **Viaduc sur la vallée de l'Oos à Baden-Baden. I. II. fin** (Hochbrücke über das Oostal in Baden-Baden). LÄMMLEIN (A.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (juil. 1959), nº 7, p. 161-167, 13 fig., 1 réf. bibl.; (août 1959), nº 8, p. 197-

200, 10 fig., 1 réf. bibl. — Viaduc courbe à poutres-caissons en béton précontraint de 420 m de long sur la route reliant Baden-Baden à l'autoroute Carlsruhe-Bâle. — Le viaduc comporte seize travées de 22 à 29 m de portée; il est formé de deux ouvrages parallèles avec chacun une chaussée de 7,5 m et deux trottoirs d'un mètre. — Étude du projet. Exécution des travaux. — E. 58754, 59135.

CDU 624.27.012.46.

226-147/148. **Construction du pont de Wu-Han sur le Yang-Tse-Kiag Chine** (Der Bau der Jangtse-Brücke bei Wu-Han). DUDA (E.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (mai 1959), n° 5, p. 227-233, 11 fig. — Description de l'ouvrage qui mesure 1 670 m de longueur et porte une chaussée de 22,5 m de largeur. Viaducs d'accès en béton armé. Le pont sur le fleuve est constitué de poutres en treillis métallique et comporte neuf travées de 128 m de portée. Construction des piles, lancement du tablier, organisation du chantier. — E. 58803.

CDU 624.28.014.2 : 624.21.05.

227-147/148. **Pont submersible sur un lit de sable dans l'Etat d'Uttar Pradesh** (Submersible bridge on a sandy bed in Uttar Pradesh). JOHOREY (M. C.); *Indian Concr. J.*, Inde (juin 1959), vol. 33, n° 6, p. 209-211, 213, 6 fig. — Pont en béton armé d'environ 110 m de long sur la rivière Malin, cours d'eau à régime torrentiel. — Étude du pont. Terrassements et fondations. Piles et tablier. — E. 58914.

CDU 624.27.012.45.

228-147/148. **La conception et la construction du nouveau pont sur la rivière Drave à Ptuj «Yougoslavie».** (Projekt in izvedba novega mostu cez Dravo v Ptuju). — PIPAN (B.), HVASTJA (B.), RUNOVC (Fr.), OMAN (P.); *Gradbeni Vestnik*, Yougosl. (1957-1958), Leto IX, p. 11-24, 27 fig. (résumé anglais). — Pont poutre en béton précontraint d'une longueur de 221 m réalisé par le procédé en porte-à-faux. Travée centrale de 79 m d'ouverture avec, de chaque côté, une travée de 14,5 et une de 54,5 m d'ouverture. — E. 58806.

CDU 624.27.012.46 : 624.21.05.

229-147/148. **Le pont du Lindenweg, en arc soudé sur l'autoroute Berlin - Cologne - Aix-la-Chapelle, km 620,375** (Die Lindenwegbrücke, eine geschweisste Bogenbrücke über die Autobahn Berlin-Köln-Aachen in km 620,375). BERR (O.), MARX; *Stahlbau*, All. (juin 1959), n° 6, p. 141-149, 27 fig., 6 réf. bibl. — Pont de 106 m de long franchissant l'autoroute à 2,5 km d'Aix-la-Chapelle. — Tablier en béton armé de 6 m de large reposant sur un arc métallique de 60 m d'ouverture et de 9,85 m de flèche. — Description de l'ouvrage. — E. 58458.

CDU 624.6.014.25 : 624.21.025 : 624.012.45.

230-147/148. **Notes sur deux ponceaux-dalle biais en béton précontraint** (Notizie su due cavalcavic in cemento armato precompresso). SAMBITO (G.); *Cemento*, Ital. (mai 1959), n° 5, p. 11-17, 19 fig., 15 réf. bibl. — Difficultés du calcul de ces ouvrages de voirie urbaine. — Détermination de la distribution des contraintes par essais sur modèles. — Réalisation des dalles précontraintes. — E. 58633.

CDU 624.27.012.46 : 624.073.

231-147/148. **Poutre Langer soudée avec membrure comprimée en tube** (Geschweisster Langerbalken mit Druckgurt aus Rohren). HESS (W.); *Stahlbau*, All. (juin 1959), n° 6, p. 152-156, 8 fig., 1 réf. bibl. — Passerelle en arc sous-tendu de 96 m de long et 4,3 m de large franchissant un bassin du port de Hambourg. — Les deux arcs sont constitués de tubes de 419 mm de diamètre extérieur. — Description de l'ouvrage. — Problèmes de lancement. — E. 58458. CDU 624.6.014.25/27.

232-147/148. **Passerelle suspendue à travées multiples dans une région soumise aux affaissements miniers** (Vielfeldriger Hängesteg im Bergsenkungsgebiet). NOTTROTT (Th.); *Stahlbau* All. (juil. 1959), n° 7, p. 195-200, 11 fig. — Passerelle de 500 m de long à douze travées de 41 à 48 m supportant une bande transporteuse. — Conception, système de fondation et calcul de l'ouvrage. — E. 58854.

CDU 624.5 : 621.86 : 624.156.

233-147/148. **Comment fonctionnera le pont-rail ayant la plus longue travée levante verticale du monde** (How the world's longest vertical lift bridge will work). *Engng News-Rec.*, U.S.A. (11 juin 1959), vol. 162, n° 23, p. 38-40, 45, 5 fig. — Etude de la travée levante de 169,4 m franchissant la rivière Arthur Kill, à Elizabeth (New Jersey), qui vient d'être mise en service en remplacement d'un pont tournant. — L'ouvrage comporte deux tours et treize travées d'accès en poutres pleines. La travée levante a été préfabriquée et mise en place par flottation. — E. 58492. CDU 624.8.014.2.

Fo INCIDENCES EXTÉRIEURES

Fod Modifications. Démolitions. Désordres. Renforcement.

234-147/148. **Consolidation des piles d'un pont de chemin de fer sur l'Inn** (Pfeilersicherung einer Eisenbahnbrücke über den Inn). SUSS (W.), SCHÖFFEL (Fr.); *Bautechnik*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 245-253, 13 fig. — Approfondissement de 2,5 m du lit de l'Inn dans le cadre des travaux d'aménagement hydroélectrique de la rivière. — Consolidation des piles du pont de Rosenheim. Injections de ciment dans le sol. Description des travaux. — E. 58740.

CDU 624.21.059 : 624.166 : 624.138.

235-147/148. **La rupture du pont de Tacoma.** CHWETZOFF (W.); *Ingr-Construct.*, Fr. (avr. 1959), n° 26, p. 175-180, 9 fig., 1 réf. bibl. — Aperçu historique sur les ponts suspendus; compte rendu des résultats de l'enquête effectuée aux U.S.A. après la rupture du pont de Tacoma. — E. 57696.

CDU 624.21.059.22 : 624.5.

II. — TRADUCTIONS

D'ARTICLES TECHNIQUES, EFFECTUÉES PAR L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

Des reproductions de ces traductions peuvent être fournies aux adhérents de l'Institut Technique.

494b. *Rapports de la Conférence mondiale sur la technique des constructions exposées aux tremblements de terre* (Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering). ***Proc. World Confer. Earthquake Engng***, U.S.A. (juin 1956). — Texte de la traduction française des documents suivants : *Communication n°* 16 — Y. OTUSUKI : *Développement de la construction des bâtiments résistant aux séismes au Japon* (Development of earthquake building construction in Japan), p. 16.1-16.17, 8 fig., 41 réf. bibl. (Trad. : 21 p.) — *Communication n°* 18 — W. HILLER : *Pourquoi des « règlements sur les constructions réalisées dans les zones de tremblements de terre », en Allemagne* (Why « regulations for structures in carthquake » in Germany?), p. 18.1-18.4, 8 fig. (Trad. : 5 p.) — *Communication n°* 26 — H. J. BRUNNIER : *Le développement de la construction antisismique aux Etats-Unis* (The development of aseismic construction in the United States), p. 26.1-26.6. (Trad. : 7 p.) — *Communication n°* 27 — S. OKAMOTO : *Capacité de charge des sols sableux et pression latérale des terres pendant les tremblements de terre* (Bearing capacity of sandy soil and lateral earth pressure during earthquakes), p. 27.1-27.16, 13 fig., 22 réf. bibl. (Trad. : 19 p.) — E. 45455 : docum. origin.; E. 60001 : Trad. IT. 52 p.

III. — BIBLIOGRAPHIE

*Chaque analyse bibliographique donnant le nom et l'adresse de l'éditeur et le prix de vente, les adhérents de l'Institut Technique sont priés de s'adresser directement aux éditeurs ou aux librairies pour se procurer les ouvrages qu'ils désirent acquérir; toutefois pour les ouvrages édités à l'étranger, il est préférable de les commander par l'intermédiaire de librairies spécialisées dans l'importation. Tous renseignements complémentaires seront fournis sur demande par l'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, *rue Paul-Valéry, Paris XVI^e.*

B-2795. **Méthodes pratiques pour le calcul des structures hyperstatiques. Points fixes, Cross et Zaytzeff, Kloucek, Kani.** — TOUCHET (F.); Edit. : ***Dunod***, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (16 × 24 cm), viii + 258 p., 175 fig., 19 réf. bibl., F 2 900, - -. — Le calcul des structures hyperstatiques par les méthodes classiques est assez laborieux en raison de la nécessité de résoudre un nombre d'équations simultanées qui augmente avec le nombre des appuis. — Les quatre méthodes étudiées dans le présent ouvrage réduisent cet inconvénient. — Tous les exposés sont illustrés d'exemples numériques permettant une application immédiate; l'ouvrage est ainsi destiné à rendre service aux ingénieurs et techniciens des bureaux d'études, des entreprises et des services d'études chargés du calcul des constructions hyperstatiques. — Méthode des points fixes : bases de la méthode, systèmes continus à appuis fixes, systèmes continus à appuis mobiles. — Méthode de Cross : marche des calculs, constructions à appuis mobiles. — Méthode de Kloucek : ossatures sans déplacement latéral, ossatures pouvant subir un déplacement latéral, cantilever fictif équivalent. — Méthode de Kani : rappel des formules générales de déformation.

Cas des appuis fixes et du moment d'inertie constant. — Portiques multiples à étages avec nœuds à déplacement horizontal; portique uniquement soumis à des charges verticales, portique soumis à des charges horizontales. — O. 243-59.

B-2796. **Mécanique des fluides. I. Généralités. Statique.** — BRUN (E. A.), MARTINOT-LAGARDE (A.), MATHIEU (J.); Edit. : ***Dunod***, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (15,5 × 24 cm), xiii + 264 p., nombr. fig., F 2 500,- -. — L'ouvrage s'adresse aux futurs ingénieurs et aux élèves des Facultés des Sciences. — Les auteurs ont voulu lui donner un caractère pédagogique et se sont attachés à utiliser des démonstrations relativement simples. — Le tome I comprend quatre parties. — La première partie constitue un rappel des notions générales : la particule fluide; le fluide et ses propriétés; rappels de mathématiques, de dynamique, de thermodynamique; célérité du son; la similitude en mécanique des fluides; méthodes optiques servant à l'étude expérimentale des écoulements. — La deuxième partie est consacrée à la statique des fluides. — La troisième partie traite des écoulements à une dimension, qu'il y ait ou non compressibilité, frottement, discontinuités, échanges thermiques, surface libre. — La quatrième partie étudie les pertes de charge dans les conduites (cas simples). — O. 259-59.

B-2797. **Calcul des efforts dynamiques dans les ossatures rigides. Vibration des poutres, des portiques et des arcs.** — KOLOUSEK (V.); Edit. : ***Dunod***, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (16 × 25 cm), xviii + 271 p., 119 fig., F 4 600,- -. — Le présent ouvrage, traduit du tchèque par V. Mozis, représente une contribution à la théorie des constructions soumises aux surcharges variables. — L'auteur y a développé une méthode originale basée sur les mêmes notions que la méthode des déformations. — Le premier chapitre donne un aperçu succinct sur quelques méthodes actuellement utilisées. — Le deuxième chapitre présente la méthode des déformations, utilisée pour déterminer la vibration harmonique propre et forcée, la vibration transversale et longitudinale, pour les systèmes composés d'éléments droits et courbes, de section constante ou variable. — Le chapitre troisième expose les simplifications possibles de la méthode énergétique et de la méthode qui procède par décomposition en formes propres. — Le chapitre quatrième traite des vibrations amorties par la méthode de déformation. — Le chapitre cinquième est consacré aux effets secondaires dus aux cisaillements, à la rotation et aux effets axiaux. — La recherche théorique est appliquée au calcul pratique des fondations de machines. — Le chapitre sixième fait ressortir l'interdépendance entre les vibrations et le phénomène du flambage. — Le chapitre septième étudie l'application aux systèmes vibrants du principe des travaux virtuels et du principe de réciprocité. Les derniers chapitres sont consacrés à l'étude des vibrations dues aux charges mobiles, aux vibrations des systèmes à trois dimensions, aux arcs continus à travées solidaires. — O. 244-59.

B-2798. **Photographies aériennes et aménagement du territoire. (L'interprétation des photographies aériennes appliquée aux études d'urbanisme et d'aménagement du territoire).** — BURGER (A.); Edit.: ***Dunod***, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1957), 1 vol. (18,5 × 27 cm), xv + 128 p., 104 fig., F 1700,- -. — Le présent ouvrage démontre, avec de nombreuses images à l'appui, que la photographie aérienne offre pour l'étude des régions en vue de leur aménagement des possibilités très étendues. — Il est destiné aux géomètres, urbanistes, ingénieurs, ainsi qu'aux économistes, sociologues, démographes ayant à étudier des aménagements. — La première partie expose les notions générales sur les photographies aériennes et sur leur interprétation, puis étudie les photographies aériennes à petite et moyenne échelle (1/25 000 et 1/10 000). — La deuxième partie est consacrée à la photographie aérienne à grande échelle au 1/5000. — Étude du sol; études sociologiques; le centre commercial; étude de la circulation; exemples d'études diverses. — Dans la troisième partie sont édudiées les autres échelles et les conditions de prises de vues aériennes, ainsi que les méthodes d'enquêtes urbaines. — O. 250-59.

B-2799. **Menuiserie du bâtiment. (Technologie professionnelle pratique).** — RIOLLOT (C.); Edit. : ***Dunod***, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1959), 3e éditn, 1 vol. (16 × 25 cm), viii + 278 p., nombr. fig., F 680,- -. — L'ouvrage s'adresse aux élèves des écoles et collèges techniques, des écoles nationales professionnelles, des centres d'apprentissage, des cours professionnels. Par son exposé méthodique, et ses nombreuses planches, ce cours de technologie constitue également une documentation pour le dessinateur à l'école et à l'atelier, ainsi que pour le professionnel qui peut s'y référer lors de travaux peu courants. — Étude des plates-formes et corniches, des solivages et parquets, des bâtis-dormants et huisseries. — Description des divers types de portes, croisées, volets et persiennes. — Pose des lambris. Étude des frontons et moulures. Exécution des plafonds. Conception des cuisines; volumes de rangement. — Étude détaillée des escaliers : règles fondamentales, traçage, balancement des marches, assemblage des limons, rampes. Arêtiers et appareils divers. — O. 257-59.

B-2800. **Eléments de topographie.** — Edit. : ***Eyrolles***, 61, Bd. St-Germain, Paris, Fr. (1959), « E.C.S. », 1 vol. (16 × 25 cm), 60 p., 73 fig., F 477,- -. — Le présent ouvrage réunit les notions de topographie indispensables aux techniciens des travaux publics : données théoriques de base et indications pratiques nécessaires concernant la conduite correcte des opérations sur le terrain. — La description détaillée des appareils topographiques et l'étude de leur fonctionnement sont accompagnées de conseils sur leur emploi et sur les fautes et erreurs à éviter. — Définition et but de la topographie. — Procédés de détermination des points et de levé des plans. — Mesure des longueurs : directe et indirecte. — Mesure des angles : goniographes, goniomètres. — Les procédés de détermination altimétrique. Les appareils, les méthodes. — Conduite du travail des levés. Les documents topographiques. — Application sur le terrain des projets de travaux dressés sur un plan. — O. 248-59.

B-2801. **Cours de projet de tracé et de terrassements.** — ALLEGRET (R.); Edit. : ***Eyrolles***, 61, Bd. St-Germain, Paris, Fr. (1959), 23e éditn, 1 vol. (16 × 25 cm), 320 p., 150 fig. — 1 vol. (21,5 × 31,5 cm), 15 pl. — F. 4 049,- -. — La généralisation de l'emploi des machines a entraîné l'évolution des procédés d'exécution de travaux de terrassement, déblais, remblais, transports. Mais cette évolution n'est souvent pas suivie de celle des méthodes de détermination de volumes, de distances, de transport, de prix. — Les anciennes méthodes doivent être adaptées aux procédés mécaniques modernes. Tel est l'objet du présent ouvrage. — Considérations générales, établissement et emploi du plan coté. — Cubature des terrasses, métré des terrassements. Mouvement des terres, épure des terrassements, méthode Lalanne, méthode Bruckner. — Remblais. — Étude du projet de tracé et de terrassements. Tracés en pays plat, tracés en pays de montagne. Applications. Exemple de projet de terrassements. — Planches. — O. 241-59, O. 242.59.

B-2802. **Les procédés modernes de construction.** — BARBIER (M.); Edit. : ***Presses Universitaires de France***, 108, bd. St-Germain, Paris, Fr. (1959), Collection « Que Sais-je! n° 204, 1 vol. (11,5 × 17,5 cm), 135 p., 68 fig., F 200,- -. — Ouvrage d'initiation. Appareils modernes de reconnaissance des sols de fondation. Exécution des fondations : batardeaux, procédés d'assèchement, rabattement de nappes, congélation du sol. Fondations simples, fondations sur pieux, blocs artificiels, caissons immergés. — Notions générales sur le béton armé. Applications de l'air comprimé. Procédés de construction des barrages. — Description du gros matériel de chantier. Ponts en maçonnerie et ponts métalliques. Aperçu sur les procédés modernes de construction des bâtiments. — Importante bibliographie. — O. 233-59.

B-2803. **Roulements à billes et à rouleaux. — II. Étude technique des roulements.** — DOMMAIN (J. G.); ***Institut supérieur des Matériaux et de la Construction mécanique.*** Editions de la *Revue d'Optique*, 165, rue de Sèvres, Paris, Fr. (1958), 1 vol. (21 × 27 cm), 84 p., 55 fig., F 1 000,- -. — (**I. Etude physique des roulements,** 1951, analysée dans notre D.T. 49, n° 194). — Description des billes et rouleaux, des bagues, des cages. Jeux géométriques. Interchangeabilité et normalisation des roulements. — Caractéristiques techniques des roulements usuels. Choix et calcul des roulements. Détermination des dimensions, mise en œuvre, ajustement. — Lubrification et protection. — O. 236-59.

B-2804. **500 solutions de charpente en fer.** — GAZEL (R.); ***Sté d'Editions de Documents pour Artisans du Bâtiment***, 18, chaussée d'Antin, Paris, Fr. (1958), 1 vol. (27 × 21 cm), 74 p., nombr. fig., F 4 200,- -. — Le présent recueil de solutions constitue un instrument de travail pour les artisans, entrepreneurs, métreurs, ingénieurs, architectes. — Il comprend quatre parties. — La première partie traite des fermes de charpente, triangulées et moisées, pour des portées de 8 à 20 m et des inclinaisons de 50, 70 et 100 cm par mètre. — La seconde partie concerne les poutres; à treillis, à montants comprimés et diagonales tendues, membrures symétriques, hauteur égale au dixième de la portée. — La troisième partie est consacrée aux planchers et donne les caractéristiques de ceux-ci pour diverses surcharges et portées, solives espacées de 75 cm et 1 m. — La dernière partie traite des poteaux IPN, IAP et H; elle renferme l'indication des charges limites en fonction de la hauteur et des extrémités. — O. 273-59.

B-2805. **Encyclopédie française des matières plastiques.** — Edit. : ***Industries des Plastiques modernes***, 40, rue du Colisée, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (25 × 32 cm), 575 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl., F 5 950,- -. — Matériaux de base : matières premières, catalyseurs charges, plastifiants, stabilisants, colorants, solvants, adjuvants divers. — Structure et propriétés des matières thermoplastiques, thermodurcissables, des silicones, des résines, des caoutchoucs synthétiques. — Caractérisation des plastiques. Les semi-produits. — Étude des phénomènes vibratoires. Les méthodes de transformation et leur matériel. — Revue des divers domaines d'application. — Répertoire. — O. 229-59.

B-2806. **L'éclairage électrique moderne.** — LAURENT (R.); ***Editions de la Guillotière***, 33, rue Rachais, Lyon, Fr. (1951), 2e éditn, 1 vol. (13,5 × 20,5 cm), 627 p., 629 fig., F 1 800,- -. — Hypothèses émises sur la constitution de la lumière; étude de la propagation de la lumière; structure de l'œil; vision. — Grandeurs, unités et mesures photométriques. Sources d'éclairage électrique : lampes à arc, lampes à incandescence, lampes à décharge; lampes à rayonnement invisible. — Principes de l'éclairagisme : étude qualitative de la lumière au point de vue de l'éclairage; étude des appareils d'éclairage; avant-projets

d'une installation d'éclairage. — Installation pratique des systèmes d'éclairage. — Législation et réglementation des installations d'éclairage. — O. 258-59.

B-2807. **Le soudage électrique par résistance. Soudage par points. Soudage à la molette. Soudage en bout.** — NÈGRE (J.); ***Publicat. de la Soudure Autogène***, 39, rue d'Amsterdam, Paris, Fr. (1959), 3e editn, 1 vol. (15,5 × 24 cm), 432 p., 195 fig., 5 pl. h.-t. — F 1 550,- -. — L'ouvrage constitue un guide pratique pour les industriels. Il est destiné à leur faciliter le choix du matériel à acquérir et à leur permettre d'obtenir de ce matériel le rendement maximal. — Dans la première partie, l'auteur étudie l'origine du soudage électrique par résistance, et présente une classification des divers procédés appartenant à ce mode de soudage. — La deuxième partie est consacrée au soudage par points; exposé théorique; application; paramètres d'une opération de soudage par points; description du matériel de soudage utilisé; étude des commandes électroniques. — La troisième partie traite du soudage électrique à la molette et la quatrième partie du soudage électrique en bout. — La cinquième partie est consacrée à l'étude de quelques problèmes particuliers de soudage. — O. 247-59.

B-2808. **Cours de résistance des matériaux** (Advanced structural analysis). BORG (S. F.), GENNARD (J. J.); Edit. : ***D. Van Nostrand Company, Inc.***, 120 Alexander Str., Princeton, New Jersey, U.S.A. (1959), 1 vol. (16 × 23,5 cm) xiii + 368 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Ouvrage destiné aux étudiants ainsi qu'aux ingénieurs. — Le but des auteurs a été de présenter la théorie fondamentale aussi complètement et rigoureusement que possible et ensuite de montrer les applications actuelles qui exigent fréquemment une modification de la théorie rigoureuse. — Les quatre premiers chapitres examinent les différentes méthodes utilisables pour la détermination des déformations et le calcul des systèmes hyperstatiques. — Les auteurs abordent ensuite les sujets présentant un grand intérêt à l'heure actuelle : théorie des arcs, théorie des déformations; méthodes de calcul numériques et approchées, étude de la torsion, calcul à la rupture, étude des contraintes thermiques. — Étant donné l'emploi fréquent des voiles minces, les auteurs ont réservé un chapitre à une étude très poussée de ces ouvrages. — O. 234-59.

B-2809. **Les systèmes hyperstatiques. Vol. I. — Introduction à la théorie des systèmes hyperstatiques** (Hyperstatic structures. Vol. I. — An introduction to the theory of statically indeterminate structures). MATHESON (J.A.L.), MURRAY (N. W.), LIVESLEY (R. K.); Edit. : ***Butterworths scientific Publications***, 4 et 5 Bell Yard, Londres, W. C. 2, G.-B. (1959), 1 vol. (15,5 × 25 cm), xv + 474 p. nombr. fig., nombr. réf. bibl., 92 s. 3d. — Alors que la plupart des cours mettent principalement l'accent sur les différences qui caractérisent les théories classiques et les méthodes modernes, l'auteur a voulu faire une synthèse et démontrer comment ces théories et techniques différentes sont en relation les unes avec les autres. — Le chapitre I expose les caractères généraux des systèmes hyperstatiques : évaluation des surabondances; le principe de superposition et la loi de Hooke; méthodes empiriques pour les calculs approchés. — Le chapitre II présente les théorèmes de l'énergie : travail et énergie, déformation et énergie complémentaire, principe de superposition, théorèmes de l'énergie, relations entre ces théorèmes. — Le chapitre III étudie les théorèmes généraux concernant les systèmes élastiques linéaires : principe du travail virtuel; expressions générales de l'énergie de déformation; flèche de portiques, de poutres. — Le chapitre IV décrit les méthodes générales de calcul des systèmes hyperstatiques linéaires; le chapitre V est consacré aux ouvrages soumis à des charges mobiles; le chapitre VI aux portiques à nœuds rigides. — Le chapitre VII traite des arcs : arc à trois articulations, arc à deux articulations, arc encastré. — Le chapitre VIII étudie la stabilité des pièces travaillant en compression et les portiques; le chapitre IX traite du calcul matriciel. — O. 228-59.

B-2810. **Les divers aspects de la pollution des rivières** (Aspects of river pollution). KLEIN (L.); Edit. : ***Butterworths Scientific Publications***, 4 et 5 Bell yard, Londres, W. C. 2, G.-B. (1957), 1 vol. (14,5 × 22 cm), xii + 621 p., 150 fig., nombr. réf. bibl., 86 s/6 d. — L'ouvrage s'adresse aux Services chargés directement de la lutte contre la pollution, et aux chercheurs, médecins, et techniciens de l'Hygiène publique. — Aperçu historique. — La pollution des rivières au regard de la loi. — Nature, causes et effets de la pollution. Aspects biochimiques et physicochimiques de la pollution des rivières. Les poissons et la pollution. Détection et mesure de la pollution. Signification et interprétation des essais chimiques. — Caractéristiques physiques des rivières. Suppression de la pollution par l'épuration des eaux d'égout et des eaux industrielles. — Normes et Règlements britanniques concernant les cours d'eau, les eaux d'égout et les eaux usées industrielles. — O. 240-59.

B-2811. **La corrosion des égouts en béton** (Corrosion of concrete sewers). ***South african Council for scientific and industrial Research, National Building Research Institute.*** P. O. Box 395, Pretoria, Afr. S. (1959), Series DR. 12 *(Research Report)*, 1 vol. (18,5 × 24 cm), xiv + 236 p., 149 fig., nombr. réf. bibl., L. 1.0.0-. — Le rapport se divise en trois parties : Enquête sur la corrosion des égouts, son extension en Afrique du Sud; présence d'hydrogène sulfuré dans les égouts; corrosion par les composés sulfurés; effets de différentes mesures destinées à combattre la corrosion; suggestions relatives à l'étude des réseaux d'égout. — Aspects microbiologiques de la corrosion des égouts (méthodes, recherches bactériologiques et mycologiques; études sur les inhibiteurs). — La technologie du béton et la corrosion des égouts : étude des travaux antérieurs; recherches expérimentales; discussion des résultats expérimentaux relatifs à la résistance du béton à l'attaque des acides. — O. 217-59.

B-2812. **Les câbles métalliques dans la pratique** (Die Drahtseile in der Praxis). MEEBOLD (R.); Edit. : ***Springer-Verlag***, Heidelberger Platz 3, Berlin-Wilmersdorf, All. (1959), 3e éditn, 1 vol. (15,5 × 23 cm), vii + 110 p., 127 fig., 23 réf. bibl., DM. 12. — L'ouvrage a été conçu pour fournir aux utilisateurs des câbles métalliques, tous les renseignements pratiques essentiels, et l'auteur n'a traité les problèmes de fabrication des câbles, et exposé la théorie de leur emploi, que dans la mesure où ces indications paraissaient indispensables pour la compréhension du sujet. — Structure des câbles. — Principaux domaines d'utilisation des câbles métalliques et classification selon le genre de sollicitation. — Critères pour le choix du type de câble. — Calcul des câbles; étude des matériaux employés. Section des câbles : diamètre, nombre et disposition des torons. — Comportement en service des câbles. — Influence des installations (tambours, disques, rouleaux) sur la durabilité des câbles; fixation des extrémités de câbles; usure; déformations; ruptures. — La corrosion et les mesures de protection. — O. 231-59.

B-2813. **L'application de la méthode des singularités au calcul des plaques rectangulaires à anisotropie orthogonale, et au calcul des grils de poutres** (Die Anwendung der Singularitätenmethode zur Berechnung orthogonal anisotroper Rechteckplatten, einschliesslich Trägerroten). STEIN (P.); Edit. : ***Stahlbau-Verlags-GmbH.***, Ebertplatz 1 Cologne, All. (1959), 1 vol. (20 × 28,5 cm), 89 p., 73 fig., 29 réf. bibl., DM. 28.50. — Thèse d'ingénieur-docteur de l'Université technique de Berlin-Charlottenburg. — Application de la méthode des singularités de Pucher aux plaques orthotropes quelconques, et aux grils de poutres, permettant de calculer simplement les surfaces d'influence des déformations et des efforts tranchants. L'étude comparative des singularités a permis à l'auteur d'établir des relations entre les données correspondant à différentes plaques orthotropes, et pouvant servir de base à des solutions approchées. Pour certains types de plaques et certains systèmes de charges ont déjà été établies des formules approchées permettant de déterminer les moments presque sans calculs. — O. 222-59.

B-2814. **Possibilités d'emploi des sondes et pénétromètres pour l'étude des caractéristiques de résistance du sol de fondation** (Die Anwendbarkeit von Sonden zur Prüfung der Festigkeitseigenschaften des Baugrundes). MENZENBACH (E.); Edit. : ***Westdeutscher Verlag***, Ophovener Strasse 1-3 (22a) Opladen, All. (1959), Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen, nº 713, 1 vol. (21 × 29,5 cm), 215 p., 213 fig., 119 réf. bibl. — L'ouvrage donne un compte rendu détaillé des recherches entreprises par l'Institut des Constructions hydrauliques, des Fondations et de la Mécanique des Sols à l'École technique supérieure d'Aix-la-Chapelle. — La première partie est consacrée à l'évolution des procédés de sondage : classification des divers procédés de sondage; comparaison de quelques types de sondes et pénétromètres au point de vue économique; conceptions actuelles sur l'interprétation des diagrammes. — La deuxième partie étudie les résultats des sondages et leur interprétation : classification des sols; interprétation des sondages dans des sols sableux ou graveleux; rapports entre la résistance à la pénétration des sondes et la compressibilité des sols sableux ou graveleux; comparaison des résultats de sondages obtenus avec des types différents de sondes. — Interprétation des sondages dans des sols limoneux et dans des sols argileux. Comparaison des résultats obtenus avec divers types de sondes dans des sols organiques. Calcul du tassement admissible. Importance économique du nouveau procédé d'interprétation des sondages pour la technique des fondations. — O. 221-59.

B-2815. **Le Palais des Sports de la Ville de Vienne** (Die Wiener Stadthalle). — Edit. : ***Verlag für Jugend und Volk, Gesellschaft. m. b. H.***, Wien 1, Tiefer Graben 7, Autr. (déc. 1958) nº 2120, 1 vol. (29 × 23 cm), 106 p., nombr, fig. — Album abondamment illustré sur le Palais des Sports de Vienne, accompagné d'exposés sur les différents aspects de la construction. — Généralités sur l'édifice; le concours pour la construction; l'étude et la conception; les phases de la construction; les parties en béton armé; les constructions métalliques; les installations de chauffage et de ventilation; l'acoustique; gaz, eau, électricité et ascenseurs; les installations de télécommunications. — O. 205-59.

(Reproduction interdite.)

ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS, 6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS-XVIe.
7057-3-4-60. Typ. FIRMIN-DIDOT et Cie, Mesnil (Eure). Dépôt légal : 2e trim. 1960. (*Ann. I. T. B. T. P. Le Directeur-Gérant* : P. GUÉRIN.)

SUPPLÉMENT AUX

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

MARS-AVRIL 1960

Treizième Année, Nos 147-148

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

MANUEL DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE (14)

ÉLÉMENTS COMPRIMÉS

PIÈCES PLEINES A SECTION CONSTANTE COMPRIMÉES AXIALEMENT : FLAMBEMENT SIMPLE

SOMMAIRE

	Paragraphes.
Éléments comprimés	4,12
Généralités	4,120
Définition	4,120 1
Classification des éléments comprimés	4,120 2
Comportement des éléments comprimés : considérations générales sur les problèmes d'instabilité	4,120 3
Évolution des méthodes de calcul des éléments comprimés	4,120 4
Principes de la méthode Dutheil. Démonstration des formules fondamentales	4,120 5
Pièces pleines à section constante comprimées axialement : flambement simple	4,121
Notions auxiliaires pour le calcul des éléments comprimés	4,121 1
Longueur de flambement	4,121 11
Élancement	4,121 12
Calcul des sections	4,121 2
Procédé 1	4,121 21
Procédé 2	4,121 22
Remarque importante	4,121 23
Moyens pratiques pour le calcul des sections	4,121 3
Longueurs de flambement	4,121 31
Coefficient de flambement K	4,121 32
Charges unitaires admissibles au flamblement n_1	4,121 33
Nomogrammes Durand-Sfintesco	4,121 34
Abaques Macquart	4,121 35
Exemples numériques	4,121 4

Le fascicule 9 du Manuel de la Construction Métallique, paru en mai 1951, qui traitait du flambement n'était pas conforme aux Règles CM 1956. Il est remplacé en ce qui concerne le flambement simple par le présent fascicule. Les autres cas de flambement seront traités ultérieurement.

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

RÉSUMÉ

La première partie de ce fascicule comporte des considérations d'ordre général sur les méthodes de calcul des éléments comprimés et notamment sur le principe de la méthode Dutheil, à laquelle se réfèrent les Règles CM 1956.

La deuxième partie traite du flambement simple des éléments à section pleine constante, en indiquant le mode de calcul prescrit par les Règles CM 1956. Elle est suivie de tableaux de valeurs des coefficients de flambement et des charges unitaires admissibles.

SUMMARY

The first part of this section contains considerations of general order on methods for calculating compression members, and in particular on the principle of the Dutheil method, to which Rules CM 1956 refer.

The second part deals with the simple buckling of elements having a constant full section, indicating the mode of calculation laid down by Rules CM 1956. It is followed by tables giving the values of buckling coefficients and allowable unit loads.

4,12 ÉLÉMENTS COMPRIMÉS

4,120 Généralités

4,120 1 Définition

Par l'expression « élément comprimé » nous entendons en ce qui suit, tout élément de construction, simple ou composé, sollicité par un effort de compression centrée ou excentrée, accompagnée ou non d'autres sollicitations (notamment de flexion ou de torsion).

4,120 2 Classification des éléments comprimés

4,120 21 Les éléments comprimés peuvent être classés d'après leur constitution en :

— Barres pleines { à section simple / à section composée

— Barres composées { à treillis / à traverses de liaison.

4,120 22 Quelle que soit leur constitution, on peut encore distinguer deux catégories de barres :

— Barres à section constante.

— Barres à section variable ([1]).

4,120 23 Suivant le nombre, la position et la nature de leurs appuis, on peut classer les éléments comprimés en :

— Barres encastrées à une extrémité et libres à l'autre;

— Barres sur deux appuis avec { deux appuis articulés / un appui articulé, l'autre encastré / deux appuis encastrés

— Barres continues sur trois ou plusieurs appuis, avec ou sans encastrements.

Dans tous les cas, les appuis peuvent être rigides ou élastiques.

Les encastrements peuvent être complets ou partiels.

Les barres peuvent être isolées ou faire partie de systèmes isostatiques ou hyperstatiques.

4,120 24 Enfin, d'après leur mode de sollicitation, on distingue les catégories suivantes d'éléments comprimés :

— Barres sollicitées à la compression axiale (flambement simple);

— Barres sollicitées à la compression et à la flexion dans le plan du flambement (flambement composé);

— Barres sollicitées de façon plus complexe, et notamment à la compression avec torsion ou avec flexion dans le plan perpendiculaire à celui du flambement (flambement-torsion et déversement).

4,120 3 Comportement des éléments comprimés : considérations générales sur les problèmes d'instabilité.

Les phénomènes dits d'instabilité sont en général classés sous les désignations génériques de :

— flambement : instabilité principalement due à une sollicitation de compression;

— déversement : instabilité d'une poutre sous sollicitation dans un plan perpendiculaire à celui du flambement;

— voilement : instabilité des plaques minces et des parties d'éléments qui peuvent leur être assimilées (âmes, ailes minces, etc...).

Ces phénomènes sont fondamentalement apparentés. Ils s'accompagnent souvent et se favorisent mutuellement. Aussi les cas pratiques d'instabilité sont-ils

([1]) Le présent fascicule traite des *barres comprimées pleines à section constante.* Les autres cas d'éléments comprimés seront traités dans des fascicules à suivre. L'ensemble de ces fascicules annule et remplace le fascicule nº 9 du Manuel (mai 1951) périmé depuis la parution des Règles CM 1956.

4,120 3

parfois assez complexes et seule une théorie générale cohérente tenant compte de tous les aspects de ces phénomènes peut les résoudre de façon satisfaisante.

D'autre part (et nous raisonnons maintenant sur le cas fondamental, celui du flambement simple) il y a lieu de faire une distinction entre le cas purement théorique de l'instabilité élastique d'une pièce absolument parfaite et le phénomène correspondant qui caractérise le comportement d'une pièce réelle comportant inévitablement des imperfections.

En effet, si certaines études théoriques ont conduit, par des raisonnements abstraits plus ou moins justifiés, à concevoir des « phénomènes » qui ne sont que des vues de l'esprit — la « bifurcation d'équilibre », par exemple (1) —, il semble cependant qu'une théorie saine doive, avant toute chose, être bien ancrée dans la réalité qu'elle veut refléter.

Or — qu'il s'agisse des éprouvettes de laboratoire les plus soignées ou, à fortiori de pièces industrielles qui, finalement seules intéressent le constructeur — toute pièce réelle comporte inévitablement des imperfections :

— géométriques (défaut de rectitude, variations dans la forme et les dimensions des sections),

— de structure (inhomogénéité du matériau constitutif et plus particulièrement de ses caractéristiques mécaniques);

— d'état de contraintes (présence de contraintes internes dues au laminage, au soudage, au dressage des pièces, etc...).

A ces imperfections de la pièce s'ajoutent les défauts géométriques de centrage des charges appliquées.

La présence de ces imperfections, si faibles soient-elles, influe de façon déterminante sur le caractère du processus de flambement.

La conséquence en est que toute pièce réelle, même parfaitement dressée, prend une flèche dès qu'une charge axiale lui est appliquée. Cette flèche s'amplifie progressivement avec la charge et aboutit à l'affaissement de la pièce, phénomène irréversible qui représente la ruine par flambement.

On est ainsi obligatoirement conduit à exiger de toute théorie qu'elle soit conforme à ces réalités expérimentales incontestables et à écarter toute théorie qui n'en tiendrait pas compte.

(1) On appelle « bifurcation d'équilibre » le changement brusque de l'état d'équilibre élastique d'une barre comprimée idéalement parfaite. Ce phénomène n'a jamais pu être constaté expérimentalement.

4,120 4 Évolution des méthodes de calcul des éléments comprimés.

Une méthode de calcul ne doit pas résulter uniquement d'une théorie ou des enseignements fournis par l'expérience, mais d'une combinaison des deux, l'idéal étant de disposer d'une théorie cohérente scientifiquement fondée sur les données de l'expérience et concrétisée en une méthode de calcul permettant de résoudre en sécurité et de façon avantageuse, par les moyens les plus simples possible, tous les cas d'instabilité qui peuvent se présenter.

Depuis les études d'Euler qui datent de plus de deux siècles, le flambement a fait l'objet de nombreuses recherches théoriques et expérimentales (Engesser, Tetmajer, Rankine, von Karman, Résal, etc..., pour ne citer que les plus anciennes) qui ont eu toutes le mérite de contribuer à éclaircir tel ou tel aspect de la question et de fournir quelques moyens pratiques, quoique imparfaits, pour résoudre les problèmes visés. Sans nous appesantir sur l'analyse de ces diverses méthodes connues, nous pensons devoir préciser qu'en raison des défauts majeurs qu'elles présentent, aucune d'entre elles ne peut donner satisfaction aujourd'hui. Ces défauts, dont chacune de ces méthodes comportait quelques-uns, peuvent être groupés et résumés comme suit :

— validité limitée aux pièces idéalement parfaites et indéfiniment élastiques et résistantes;

— validité limitée à certains domaines d'élancement ne couvrant pas toute la gamme des éléments de construction;

— application limitée à certaines catégories de pièces et à certains cas de sollicitation et de conditions d'appui (d'où d'une part, l'impossibilité de résoudre convenablement des problèmes pourtant usuels et d'autre part, dans certaines circonstances, risque découlant des imperfections des méthodes de calcul qui ne reflétaient pas le comportement réel des pièces);

— sécurité non homogène pour les différents élancements et par rapport aux autres modes de sollicitation des pièces, d'où une mauvaise exploitation de la matière, la résistance d'une construction étant toujours celle de son point le plus faible.

Les règles françaises actuelles (Règles CM 1956) bénéficient, entre tous les règlements de la construction métallique, d'une méthode de calcul pour les éléments comprimés qui permet à la fois, d'exploiter le métal au mieux et de résoudre de façon relativement simple tous les cas de flambement possibles. Cette méthode, due à M. Dutheil, découle d'une théorie générale cohérente qui embrasse sans exception la totalité des problèmes d'instabilité : flambement, déversement et voilement. Elle se trouve confirmée

4,120 4

par l'expérience, répond de façon très satisfaisante aux objections énumérées ci-dessus pour les anciennes méthodes et traduit correctement la réalité des phénomènes telle que nous l'avons évoquée en 4,120 3.

Les différentes imperfections des pièces, quelle que soit leur nature, sont supposées réunies dans une déformation initiale équivalente fictive de forme sinusoïdale, dont la flèche est définie en fonction de la contrainte par une formule qui tient compte de tous les facteurs d'imperfection pouvant intervenir. Le flambement se trouve ainsi réduit à un problème de flexion composée, qui correspond bien au comportement réel des pièces sous l'action des charges de compression.

La formule de la flèche initiale et le développement théorique de la méthode Dutheil sont analysés succinctement dans les Commentaires des Règles CM 1956 (art. 3,5). Nous reprenons ci-après en 4,120 5 cet exposé.

A la suite de cet exposé, nous nous limiterons toutefois à donner les formules pratiques et à expliquer la solution des différents cas. En effet, les formules de la méthode Dutheil présentent aussi l'avantage de pouvoir être utilisées par le praticien comme des formules empiriques, sans qu'il doive obligatoirement en connaître la justification théorique.

4,120 5 Principes de la méthode Dutheil. Démonstration des formules fondamentales.

Extrait des Commentaires des Règles pour le Calcul et l'Exécution des Constructions Métalliques (Règles CM 1956).

Amplification des flèches.

Suivant une démonstration classique, si on soumet une barre de longueur l et de section Ω, présentant une légère courbure initiale, à un effort longitudinal $N = n\,\Omega$, sa flèche est multipliée par le rapport

$$\frac{N_c}{N_c - N} = \frac{n_c}{n_c - n}$$

exprimé en fonction de la charge critique d'Euler $N_c = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$ ou de la contrainte critique d'Euler $n_c = \frac{\pi^2 E}{\gamma^2}$

Ceci n'est vrai, en toute rigueur, que si la forme initiale de la barre est une sinusoïde $y = f \sin \frac{\pi x}{l}$; mais on peut remarquer que l'équation de toute déformée peut être mise sous la forme d'une série de Fourier, dont le premier terme est toujours prépondérant dans les cas de la pratique courante, et que cette prépondérance est encore amplifiée par l'action d'un effort longitudinal, puisque le coefficient de majoration $\frac{n_c}{n_c - n}$ applicable au premier terme est supérieur à ceux qui affectent les termes suivants.

On démontre également que le principe de superposition est applicable et que si la flèche initiale est la somme de flèches f_1, f_2, etc..., d'origines différentes (flèche propre, effet de forces transversales diverses), elle prend sous l'action de l'effort longitudinal une valeur

$$(f_1 + f_2 + \cdots)\frac{n_c}{n_c - n}.$$

4,120 5

Effet des imperfections de structure du métal.

Les variations locales des propriétés mécaniques du métal sont très complexes et paraissent désordonnées, mais leur effet global sur les déformations d'ensemble d'une pièce peut se traduire dans les calculs par les variations suivantes du module d'élasticité :

1° Si on utilise une valeur E dans les calculs de traction et compression simple, l'expérience montre qu'il faut effectuer les calculs de flexion avec une valeur moyenne plus faible, qu'on peut écrire sous la forme

$$E' = \frac{E}{1 + c}$$

c étant une constante expérimentale.

La contrainte critique d'Euler devient

$$n'_c = \frac{\pi^2 E'}{\gamma^2} = \frac{\pi^2 E}{\gamma^2 (1 + c)} = \frac{n_c}{1 + c}.$$

Le coefficient de majoration des flèches devient

$$\frac{n'_c}{n'_c - n} = \frac{n_c}{n_c - n(1 + c)}$$

2° Il faut également envisager une variation du module d'élasticité à l'intérieur d'une même section. L'hypothèse la plus simple consiste à admettre une variation linéaire conservant la valeur E′ sur la fibre neutre et aboutissant à $\frac{E'}{1 + a}$ sur l'un des bords, à distance v de la fibre neutre (a étant une constante expérimentale). On peut montrer que cette variation transversale n'a qu'une influence négligeable sur les déformations de flexion (erreur relative inférieure à a^2) et reste compatible avec l'alinéa précédent.

Considérons alors un tronçon de barre de longueur unité et soumettons-le à une contrainte de compression n. Il en résultera des raccourcissements $\frac{n}{E'}$ sur la fibre neutre et $\frac{n(1 + a)}{E'}$ sur la fibre extrême; la barre prendra une courbure de rayon ρ tel que :

$$\frac{1 - \frac{n}{E'}}{\rho} = \frac{\frac{n(1 + a)}{E'} - \frac{n}{E'}}{v},$$

soit sensiblement

$$\frac{1}{\rho} = \frac{an}{E'v} = \frac{a(1 + c)n}{Ev}.$$

Le rayon de courbure au sommet d'une sinusoïde étant relié à la flèche par la relation $\rho = \frac{l^2}{\pi^2 f}$, on voit que si la pièce était soumise à une compression pure, elle prendrait sensiblement une flèche

$$f_0 = \frac{l^2}{\pi^2 \rho} = \frac{l^2 a(1 + c)n}{\pi^2 E v}\frac{I}{I} = a(1 + c)n\frac{l^2}{\pi^2 EI}\frac{I}{v} = a(1 + c)n\frac{W}{N_c}.$$

Comme en pratique la contrainte de compression n est obtenue en soumettant les extrémités de la pièce à un effort $N = n\Omega$, cette flèche doit être affectée du coeffficient de majoration

$$\frac{n_c}{n_c - n(1 + c)}$$

et on aboutit à la formule fondamentale

$$f_1 = \frac{a(1 + c)\,n n_c}{n_c - (1 + c)}\frac{W}{N_c} \qquad (1)$$

La validité de cette expression, et par suite des hypothèses faites, a été confirmée par des essais effectués sur éprouvettes de laboratoire. En enregistrant la variation de flèche en fonction de l'effort de compression, on a pu vérifier que la courbe expérimentale coïncidait sur toute sa longueur avec la courbe théorique obtenue en déterminant a et c à partir des valeurs des flèches lues pour

4,120 5

deux cas de charges particulières. Cette expression est valable tant que la contrainte ne dépasse la limite d'élasticité en aucun point de la barre. M. DUTHEIL l'a généralisée au-delà, en prenant en compte l'adaptation de plasticité; la validité de la généralisation a également été confirmée par l'expérience; son exposé sortirait du cadre des présents Commentaires.

Pour l'application de la théorie aux projets, on prendra pour a et c les valeurs les plus probables résultant de moyennes statistiques. Pour l'acier de construction, on trouve $c = \frac{1}{12}$ et $a = \frac{1}{13}$, ce qui permet de simplifier la formule en remarquant que $a(1 + c) = \frac{1}{12} = c$. On a alors

$$f_1' = \frac{cnn_e}{n_e - n(1 + c)} \frac{W}{N_e}. \qquad (1')$$

Effet des imperfections géométriques.

Dans les pièces industrielles, aux imperfections de structure traduites par la formule précédente, se superpose l'effet des tolérances sur le dressage et le centrage des pièces. En plus de ces imperfections qu'on pourrait observer directement sur une pièce neuve, le laminage et le dressage en atelier des pièces métalliques provoquent des tensions internes qui se traduiront par un complément de flèche résiduelle après plusieurs mises en charge; on conçoit que l'influence de ces défauts différés doit dépendre de la limite d'élasticité du matériau. Une hypothèse commode consiste à représenter l'ensemble de ces imperfections par un défaut de dressage et à admettre un rayon de courbure proportionnel à la hauteur de la pièce ou, ce qui revient au même, à la quantité v :

$$\rho = K v$$

Au repos, la pièce de longueur l a une flèche

$$f_2 = \frac{l^2}{\pi^2 \rho} = \frac{l^2}{\pi^2 K v} \frac{EI}{EI} = \frac{E}{K} \frac{l^2}{\pi^2 EI} \frac{I}{v} = \frac{E}{K} \frac{W}{N_e},$$

$\frac{E}{K}$ est une constante caractéristique du matériau, qui a les dimensions d'une contrainte et l'on écrit $\frac{E}{K} = n_0'(1 + c)$.

Sous l'effet d'une charge longitudinale $N = n\Omega$, cette flèche devient

$$f_2' = \frac{n_0'(1 + c)\, n_e}{n_e - n(1 + c)} \frac{W}{N_e}.$$

En la superposant à celle provoquée par les imperfections de structure (formule 1'), on obtient :

$$f' = n_e \frac{cn + n_0'(1 + c)}{n_e - n(1 + c)} \frac{W}{N_e}. \qquad (2)$$

Si on suppose connue la valeur à attribuer à n_0, on pourra calculer, comme il est indiqué plus loin, une contrainte d'affaissement n_s en fonction de l'élancement γ et des autres caractéristiques du matériau E, c et n_e, puis la comparer aux résultats expérimentaux connus.

On a remarqué qu'en utilisant ici pour n_e, comme dans les calculs de traction et de flexion, la valeur considérée en pratique comme la limite inférieure de cette grandeur ($n_e = 24$ kgf/mm² pour l'acier doux) et en posant $n_0' = 0{,}2\, n_e$ pour les aciers de construction, la courbe de n_s en fonction de γ bordait la partie inférieure de la zone de dispersion des résultats d'essais. Dans ces conditions, la proportion de résultats expérimentaux inférieurs à n_s reste constante pour toutes les valeurs de γ et égale à la probabilité de rencontrer dans le matériau une limite d'élasticité inférieure à la valeur limite fixée comme base des calculs. On aura donc une sécurité homogène en faisant jouer le même rôle à cette contrainte d'affaissement n_s dans le calcul des pièces comprimées qu'à la valeur limite de n_e dans le calcul des pièces tendues ou fléchies. On pourra utiliser partout le même coefficient de sécurité.

4,120 5

Mise en équations.

Considérons une barre réelle qui, avant d'être soumise à un effort longitudinal, présente une flèche f due à des causes quelconques (forces transversales, couples) qui engendrent une contrainte de flexion n_f sur la fibre extrême de la section centrale, côté concave. Si on soumet en outre cette barre à un effort longitudinal $N = n\Omega$, la contrainte en tout point est d'abord augmentée de n, mais en outre la présence de la flèche f frappée du coefficient

$$\frac{n_e}{n_e - n(1 + c)}$$

et de la flèche propre f' donnée par la formule (2) entraîne la naissance d'un moment qui prend dans la section centrale la valeur

$$N\left[f \frac{n_e}{n_e - n(1 + c)} + f'\right]$$

et engendre sur la fibre extrême de cette section une contrainte supplémentaire.

$$\frac{N}{W}\left[f \frac{n_e}{n_e - n(1 + c)} + f'\right] = n\left[f \frac{\Omega}{W} \frac{n_e}{n_e - n(1 + c)} + \frac{cn + n_0'(1 + c)}{n_e - n(1 + c)}\right].$$

Finalement le point le plus défavorisé de la barre est soumis à une contrainte

$$n_m = n + n_f + n\left[f \frac{\Omega}{W} \frac{n_e}{n_e - n(1 + c)} + \frac{cn + n_0'(1 + c)}{n_e - n(1 + c)}\right]. \qquad (3)$$

Tant que cette contrainte n'atteint pas la limite d'élasticité du matériau, l'équilibre est sûrement stable. Au-delà, la pièce résiste encore en raison de la plastification et M. DUTHEIL a établi des formules permettant de déterminer la charge de ruine, compte tenu de ce phénomène. Mais dans le cas de flambement simple, la charge d'effondrement n'est pas nettement plus élevée que celle pour laquelle $n_m = n_e$; dans les cas de flexion composée ou flambement excentré, où l'influence de la plastification devient appréciable, une déformation permanente importante précède l'effondrement. Par mesure de simplification, la rédaction actuelle des règles ne prend pas en compte l'influence de ces phénomènes et on s'astreindra dans les projets à respecter l'inégalité $n_m \leqslant n_e$.

On appellera contrainte limite d'affaissement et on désignera par n_s la valeur que prend la contrainte moyenne n lorsque $n_m = n_e$.

Introduction du coefficient de sécurité.

On voit que, dans ce problème de flexion composée, n_m croît plus vite que n. Donc, pour avoir un coefficient de sécurité $\sigma = \frac{n_e}{R}$, il ne suffit pas d'écrire $n_m \leqslant R$, mais il faut écrire que, lorsque toutes les forces sont multipliées par σ, la valeur de n_m reste inférieure à n_e.

La mise en équations étant effectuée suivant ce principe, l'inégalité sera transformée au mieux, dans chaque cas particulier pour faciliter les opérations de vérification.

Dans les cas où il sera possible d'expliciter n_s, il est évident qu'on pourra se contenter de vérifier $n \leqslant \frac{n_s}{\sigma}$.

4,121 Pièces pleines à section constante comprimées axialement : flambement simple.

4,121 1 Notions auxiliaires pour le calcul des éléments comprimés.

4,121 11 LONGUEUR DE FLAMBEMENT.

Le comportement au flambement d'une pièce comprimée dépend, entre autres, de la position et de la nature de ses appuis ou attaches. Cette influence a été étudiée et déterminée par Euler, qui a défini les principaux cas de conditions d'attache et donné les formules qui s'y rapportent.

On a ainsi remarqué que, pour toute pièce comprimée, on peut trouver une pièce fictive biarticulée de même section et ayant la même résistance au flambement que la barre en question. La longueur de cette barre biarticulée équivalente est appelée la *longueur de flambement* de la barre étudiée.

Le tableau I en 4,121 1 donne la longueur de flambement l pour les principaux modes d'attache des pièces comprimées.

4,121 12 ÉLANCEMENT.

L'influence de la forme des barres, dans le calcul au flambement, est caractérisée par l'élancement γ, dont la valeur est :

$$\gamma = \frac{l}{r},$$

où l est la longueur de flambement et r est le rayon de giration de la section transversale de la pièce, relatif à l'axe passant par le centre de gravité de cette section et perpendiculaire au plan dans lequel on étudie le flambement.

4,121 2 Calcul des sections.

Les Règles indiquent deux procédés absolument équivalents qui peuvent être appliqués indifféremment.

4,121 21 PROCÉDÉ N° 1.

Vérifier la condition $\boxed{nK \leqslant R}$

où :

$n = \dfrac{N}{\Omega}$ = charge unitaire moyenne de compression dans la barre,

K = coefficient de flambement,

R = contrainte admissible de base (R_1 ou R_2) de l'acier pour le cas de charge (I ou II) considéré.

4,121 2

Les valeurs de K sont données, en fonction de l'élancement des pièces, dans le tableau II en 4,121 32.

Cette formule, ayant comme deuxième membre la valeur R, présente l'avantage de faire ressortir clairement le cas de charge visé (I ou II).

4,121 22 PROCÉDÉ N° 2.

Vérifier la condition $\boxed{n \leqslant n_1}$

où :

$n = \dfrac{N}{\Omega}$ = charge unitaire moyenne de compression dans la barre,

n_1 = charge unitaire admissible au flambement.

Les valeurs de n_1 sont données, en fonction de l'élancement des pièces, dans le tableau III en 4,121 33.

4,121 23 REMARQUE IMPORTANTE.

Les calculs donnés en 4,121 21 et 4,121 22 s'appliquent aux barres comprimées axialement.

Pour le dimensionnement ou la vérification des barres dont les attaches sont excentrées par rapport à l'axe des centres de gravité, il y a lieu de tenir compte de ces circonstances.

4,121 3 Moyens pratiques pour le calcul des sections.

4,121 31 LONGUEURS DE FLAMBEMENT.

4,121 311 *Voir tableau I p. 412 — Extrait des Règles pour le Calcul et l'Exécution des Constructions Métalliques (Règles CM 1956).*

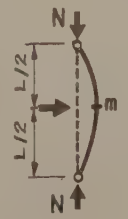
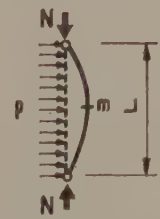
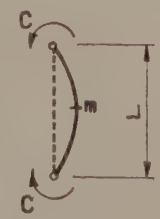
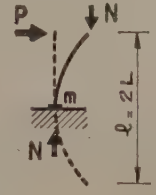
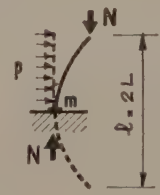
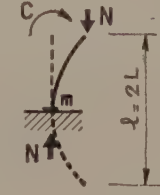
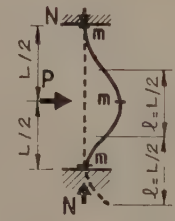
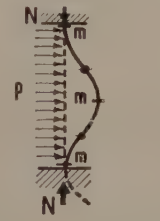
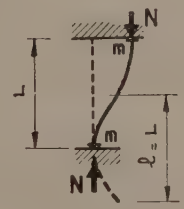
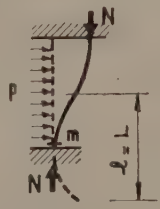
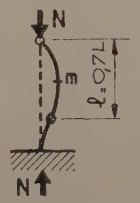
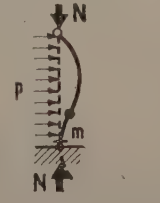
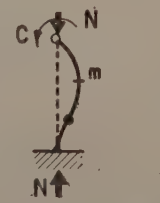
4,121 312 *Règle spéciale aux poteaux de halles.*

La longueur de flambement des poteaux des halles ne comportant au-dessus du sol qu'un rez-de-chaussée couvert, sera déterminée suivant les indications du tableau I ci-dessus, en fonction d'une hauteur théorique h comptée du dessus de la semelle d'appui ou de la jonction du poteau avec le plancher haut du sous-sol au centre d'attache de la ferme.

4,121 313 *Règles spéciales aux poteaux de bâtiments à étages.*

La longueur de flambement des poteaux de bâtiments à étages sera déterminée en fonction d'une hauteur théorique h comptée entre faces supérieures des planchers consécutifs, ou du dessus de la semelle d'appui au-dessus du premier plancher.

TABLEAU I. — Longueurs de flambement des pièces comprimées avec ou sans flexion et valeurs de la constante A pour des pièces comprimées et fléchies

Mode d'attache des extrémités \ Cas de charge	Flambement simple	Flambement avec flexion — Charge transversale concentrée	Flambement avec flexion — Charge transversale uniformément répartie	Flambement avec flexion — Moment en bout	Observations
Pièce articulée aux deux extrémités		 $l = L$ $M_0 = \frac{PL}{4}$ $A = \frac{1}{12}$	 $l = L$ $M_0 = \frac{pL^2}{8}$ $A = \frac{5}{48}$	 $l = L$ $M_0 = C$ $A = \frac{1}{8}$	
Pièce encastrée à une extrémité et libre à l'autre		 $l = 2L$ $M_0 = PL$ $A = \frac{1}{12}$	 $l = 2L$ $M_0 = \frac{pL^2}{2}$ $A = \frac{1}{16}$	 $l = 2L$ $M_0 = C$ $A = \frac{1}{8}$	[1] Les valeurs indiquées correspondent à une charge P appliquée au milieu de L. On enveloppe tous les cas correspondant à une position quelconque de P avec la valeur $M_0 = 0{,}148\ PL$.
Pièce encastrée aux deux extrémités section d'encastrement fixe		 [1] $l = \frac{L}{2}$ $M_0 = \frac{PL}{8}$ $A = \frac{1}{12}$	 $l = \frac{L}{2}$ ■ $M_0 = \frac{pL^2}{12}$ $A = \frac{1}{13}$ ■		[2] Les valeurs indiquées correspondent à une charge P appliquée au milieu de L. On enveloppe tous les cas correspondant à une autre position de P avec la valeur $M_0 = 0{,}1925\ PL$ et les mêmes valeurs de l et A.
Pièce encastrée aux deux extrémités avec translation		 $l = L$ $M_0 = \frac{PL}{2}$ $A = \frac{1}{12}$	 $l = L$ ■ $M_0 = \frac{pL^2}{3}$ $A = \frac{1}{13}$ ■		[3] Dans ce cas il convient de vérifier également à la rotule la condition $n + C/w < R$ (w étant le module de résistance de la pièce).
Pièce encastrée à une extrémité articulée et guidée à l'autre		 [2] $l = 0{,}7\ L$ ■ $M_0 = \frac{3\ PL}{16}$ $A = \frac{1}{12}$	 $l = 0{,}7\ L$ ■ $M_0 = \frac{pL^2}{8}$ $A = \frac{1}{13}$ ■	 [3] $l = 0{,}7\ L$ ■ $M_0 = \frac{C}{2}$ $A = \frac{1}{8}$ ■	

■ VALEUR PLAÇANT EN SÉCURITÉ

m SECTIONS LES PLUS SOLLICITÉES AU FLAMBEMENT

4,121 313

Si la continuité de la section de ces poteaux est assurée, leur longueur de flambement sera :

0,7 *h* lorsque le poteau est assemblé à des poutres de planchers d'inertie au moins égale à celle du poteau dans le plan considéré et situées de part et d'autre du poteau, à condition que la hauteur de l'assemblage (mesurée entre rivets, boulons ou soudures extrêmes) soit au moins égale à trois fois le rayon de giration de la section du poteau; l'encastrement du poteau dans un massif de fondation est considéré équivalent à un tel assemblage.

0,9 *h* dans les autres cas.

4,121 32 COEFFICIENT DE FLAMBEMENT K.

(Voir tableau II pages 414-415).

4,121 33 CHARGES UNITAIRES ADMISSIBLES AU FLAMBEMENT n_1.

(Voir tableau III pages 416-417)

4,121 34 NOMOGRAMMES DURAND-SFINTESCO (1).

Quoique établis sur le principe des points alignés qui n'est, certes, pas nouveau, ces nomogrammes sont d'une conception assez inédite et présentent un intérêt incontestable par leur simplicité d'emploi.

Trois feuillets réunissent respectivement les sections de 1,5 à 20 cm², de 17 à 51 cm² et de 40 à 200 cm², constituées par :

— une poutrelle IPN, IAP, IPE, HN ou HE,
— un ou deux fers UPN ou UAP,
— un fer T,
— une, deux ou quatre cornières à ailes égales,
— une ou deux cornières à ailes inégales.

Le flambement de ces sections est considéré suivant leur plus grande et suivant leur plus faible inertie. La présentation polychrome de ces documents leur permet de contenir différentes zones correspondant à une gamme très étendue de longueurs de flambement.

Le principe d'utilisation en est des plus simples : le symbole qui représente un profil déterminé, la longueur de flambement (exprimée en mètres) et la charge admissible (exprimée en tonnes) sont toujours alignés pour chaque cas. Il suffit d'appliquer une règle sur le nomogramme pour lire directement l'élément recherché (section, longueur de flambement ou charge admissible) lorsqu'on connaît les deux autres. Les résultats sont donnés pour pièces en acier AD*x* et dans les deux cas de charge des Règles CM 1956 (avec $R_1 = 16$ et $R_2 = 18$ kg/mm²).

L'utilisation des nomogrammes est d'autant plus rapide qu'elle dispense, non seulement d'effectuer le calcul des sections, mais aussi de consulter les tables de caractéristiques des profilés. En effet, l'aire de la section et son rayon de giration n'intéressent plus, car on trouve, par simple lecture, le profil qui convient.

Un autre avantage de ces nomogrammes est de présenter, en comparaison directe, les différentes formes de sections, ce qui permet de faire un choix rapide.

Les nomogrammes sont établis à l'aide d'une formule de la forme $y = A : (1 + B\gamma^c)$ où γ est l'élancement A, B et *c* des paramètres choisis de façon à obtenir le maximum de rapprochement avec la formule Dutheil. L'écart des résultats varie avec l'élancement de la pièce, dans les limites de — 3 % (dans le sens de la sécurité) à + 1 % (dans le sens de l'insécurité), limites tout à fait acceptables pour l'usage pratique.

L'utilisation de ces nomogrammes peut rendre en particulier de grands services pour l'étude rapide d'avant-projets et pour le dimensionnement des sections, dans les études pour lesquelles on n'est pas tenu à fournir une note de calculs complète. Elle permet aussi le choix de sections que l'on peut vérifier ensuite par un calcul analytique, lorsque celui-ci est exigé.

Un spécimen d'un tel nomogramme, en format réduit et en exécution bichrome seulement, est donné à titre indicatif en hors-texte p. 419 à 422.

4,121 35 ABAQUES MACQUART (1).

Établis sur le principe classique des courbes de flambement, les abaques Macquart reflètent une conception totalement différente de celle qui a inspiré les auteurs des nomogrammes cités plus haut.

Il ne s'agit plus ici de trois feuillets, mais d'un volume entier dans lequel les diverses formes de sec-

(1) Établis pour le dimensionnement ou la vérification des éléments comprimés axialement en acier AD*x*, en application des Règles CM 1956.

La série comprend :

— trois feuillets en quatre couleurs de 72 × 34 cm pour les sections usuelles (une, deux ou quatre cornières à ailes égales ou inégales, un fer T, un ou deux fers U, ainsi que les poutrelles IPE, IPN, IAP, HN et HE);

— six feuillets en deux couleurs de 72 × 34 cm permettant d'inscrire des sections quelconques (profils en tôle pliée, tubes, profils spéciaux, etc...);

— une règle transparente de 60 cm.

En vente à la *Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 6, rue Paul-Valéry — Paris (16e) (voir hors-texte p. 419-422).

(1) Édités par le *Centre Belgo-Luxembourgeois de l'Acier*, 47, rue Montoyer à Bruxelles.

4, 121 321

TABLEAU II *a*

Pièces comprimées axialement : flambement simple

COEFFICIENT DE FLAMBEMENT K

Règles CM 1956 — (Méthode Dutheil) Acier AD*x* (n_e = 24 kg/mm²).

Élancement	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	1,014	1,016	1,018	1,019	1,021	1,023	1,025	1,028	1,030	1,032
30	1,035	1,037	1,040	1,043	1,046	1,049	1,052	1,056	1,060	1,063
40	1,067	1,071	1,076	1,080	1,085	1,090	1,095	1,100	1,105	1,111
50	1,117	1,123	1,130	1,137	1,144	1,151	1,159	1,166	1,175	1,183
60	1,192	1,201	1,211	1,221	1,231	1,242	1,253	1,265	1,277	1,289
70	1,302	1,315	1,328	1,342	1,357	1,372	1,387	1,403	1,420	1,436
80	1,453	1,471	1,489	1,508	1,527	1,547	1,567	1,587	1,608	1,629
90	1,651	1,674	1,696	1,719	1,743	1,767	1,792	1,817	1,842	1,868
100	1,894	1,921	1,947	1,975	2,003	2,031	2,060	2,089	2,118	2,148
110	2,178	2,209	2,240	2,271	2,303	2,335	2,367	2,400	2,433	2,467
120	2,501	2,535	2,570	2,605	2,640	2,676	2,712	2,748	2,785	2,822
130	2,860	2,897	2,936	2,974	3,013	3,052	3,091	3,131	3,172	3,212
140	3,253	3,294	3,335	3,377	3,419	3,462	3,504	3,548	3,591	3,635
150	3,679	3,723	3,768	3,813	3,858	3,904	3,950	3,997	4,043	4,090
160	4,137	4,18	4,23	4,28	4,33	4,38	4,43	4,48	4,53	4,58
170	4,63	4,68	4,73	4,78	4,83	4,88	4,94	4,99	5,04	5,09
180	5,15	5,20	5,26	5,31	5,36	5,42	5,48	5,53	5,59	5,64
190	5,70	5,76	5,81	5,87	5,93	5,99	6,05	6,11	6,16	6,22
200	6,28	6,34	6,40	6,46	6,53	6,59	6,65	6,71	6,77	6,84
210	6,90	6,96	7,03	7,09	7,15	7,22	7,28	7,35	7,41	7,48
220	7,54	7,61	7,67	7,74	7,81	7,88	7,94	8,01	8,08	8,15
230	8,22	8,29	8,36	8,43	8,49	8,57	8,64	8,71	8,78	8,85
240	8,92	8,99	9,07	9,14	9,21	9,29	9,36	9,43	9,51	9,58
250	9,66	9,74	9,81	9,88	9,96	10,04	10,11	10,19	10,27	10,35
260	10,43	10,50	10,58	10,66	10,74	10,82	10,90	10,98	10,06	11,14
270	11,22	11,30	11,38	11,47	11,55	11,63	11,71	11,80	11,88	11,96
280	12,05	12,13	12,22	12,30	12,39	12,47	12,56	12,64	12,73	12,82
290	12,90	12,99	13,08	13,17	13,26	13,35	13,44	13,52	13,61	13,71
300	13,79									

TABLEAU II *b*

Pièces comprimées axialement : flambement simple

COEFFICIENT DE FLAMBEMENT K

Règles CM 1956 (Méthode Dutheil) Acier 52 (n_e = 36 kg/mm²).

Élancement	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	1,022	1,025	1,027	1,030	1,033	1,036	1,040	1,043	1,047	1,051
30	1,055	1,059	1,064	1,069	1,074	1,079	1,085	1,091	1,097	1,104
40	1,111	1,118	1,126	1,134	1,143	1,152	1,161	1,171	1,181	1,192
50	1,204	1,216	1,228	1,241	1,255	1,269	1,284	1,299	1,315	1,332
60	1,349	1,368	1,386	1,406	1,426	1,447	1,468	1,490	1,513	1,537
70	1,561	1,586	1,612	1,638	1,665	1,693	1,721	1,750	1,780	1,810
80	1,841	1,873	1,905	1,938	1,972	2,006	2,040	2,076	2,111	2,148
90	2,185	2,223	2,261	2,300	2,339	2,379	2,419	2,460	2,502	2,544
100	2,586	2,630	2,673	2,717	2,762	2,807	2,853	2,899	2,946	2,993
110	3,041	3,089	3,138	3,187	3,237	3,287	3,338	3,389	3,441	3,493
120	3,546	3,600	3,653	3,707	3,762	3,817	3,873	3,929	3,985	4,043
130	4,100	4,158	4,216	4,275	4,335	4,395	4,455	4,516	4,578	4,639
140	4,701	4,764	4,828	4,891	4,955	5,020	5,085	5,151	5,217	5,283
150	5,350	5,418	5,485	5,554	5,622	5,691	5,762	5,832	5,903	5,973
160	6,045	6,12	6,19	6,26	6,34	6,41	6,48	6,56	6,63	6,71
170	6,79	6,86	6,94	7,02	7,09	7,17	7,25	7,33	7,41	7,49
180	7,57	7,65	7,73	7,82	7,90	7,98	8,07	8,15	8,24	8,32
190	8,40	8,49	8,58	8,66	8,75	8,84	8,93	9,02	9,10	9,19
200	9,28	9,37	9,47	9,56	9,65	9,74	9,83	9,92	10,02	10,11
210	10,21	10,30	10,40	10,49	10,59	10,69	10,78	10,88	10,98	11,08
220	11,18	11,27	11,38	11,48	11,57	11,68	11,78	11,88	11,98	12,09
230	12,19	12,29	12,40	12,50	12,61	12,72	12,82	12,93	13,03	13,14
240	13,25	13,36	13,47	13,58	13,69	13,80	13,91	14,02	14,13	14,25
250	14,36	14,47	14,58	14,70	14,81	14,92	15,04	15,16	15,27	15,39
260	15,51	15,62	15,74	15,86	15,98	16,10	16,22	16,34	16,46	16,58
270	16,70	16,82	16,95	17,07	17,19	17,32	17,44	17,57	17,69	17,82
280	17,95	18,07	18,20	18,33	18,45	18,58	18,71	18,84	18,97	19,10
290	19,23	19,36	19,49	19,63	19,76	19,89	20,02	20,16	20,29	20,43
300	20,56									

TABLEAU III *a*

Pièces comprimées axialement : flambement simple

CHARGES UNITAIRES ADMISSIBLES n_1 en kg/mm²

Règles CM 1956 (Méthode Dutheil) — Premières valeurs : cas de charge I (sans vent) — Deuxièmes valeurs : cas de charge II (avec vent) — Acier AD*x* (n_c = 24 kg/mm²)

Élancement	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	15,77 17,74	15,74 17,71	15,72 17,68	15,69 17,65	15,66 17,62	15,63 17,59	15,60 17,55	15,57 17,52	15,53 17,48	15,50 17,44
30	15,46 17,39	15,42 17,35	15,38 17,30	15,34 17,26	15,29 17,21	15,25 17,15	15,20 17,10	15,15 17,05	15,10 16,99	15,05 16,93
40	14,99 16,86	14,93 16,80	14,87 16,73	14,81 16,66	14,75 16,59	14,68 16,52	14,62 16,44	14,54 16,36	14,47 16,28	14,40 16,20
50	14,32 16,11	14,24 16,02	14,16 15,93	14,07 15,83	13,99 15,74	13,90 15,64	13,81 15,53	13,71 15,43	13,62 15,32	13,52 15,21
60	13,42 15,10	13,32 14,98	13,21 14,86	13,10 14,74	12,99 14,62	12,88 14,49	12,77 14,36	12,65 14,23	12,53 14,10	12,41 13,96
70	12,29 13,83	12,17 13,69	12,04 13,55	11,92 13,41	11,79 13,26	11,66 13,12	11,53 12,97	11,40 12,83	11,27 12,68	11,14 12,53
80	11,01 12,38	10,87 12,23	10,74 12,08	10,61 11,93	10,48 11,79	10,34 11,64	10,21 11,49	10,08 11,34	9,95 11,19	9,82 11,05
90	9,69 10,90	9,56 10,75	9,43 10,61	9,30 10,47	9,18 10,33	9,05 10,19	8,93 10,05	8,81 9,91	8,69 9,77	8,57 9,64
100	8,45 9,50	8,33 9,37	8,21 9,24	8,10 9,11	7,99 8,99	7,88 8,86	7,77 8,74	7,66 8,62	7,55 8,50	7,45 8,38
110	7,34 8,26	7,24 8,15	7,14 8,04	7,04 7,92	6,95 7,82	6,85 7,71	6,76 7,60	6,67 7,50	6,57 7,40	6,48 7,30
120	6,40 7,20	6,31 7,10	6,23 7,00	6,14 6,91	6,06 6,82	5,98 6,73	5,90 6,64	5,82 6,55	5,74 6,46	5,67 6,38
130	5,59 6,29	5,52 6,21	5,45 6,13	5,38 6,05	5,31 5,97	5,24 5,90	5,17 5,82	5,11 5,75	5,04 5,67	4,98 5,60
140	4,92 5,53	4,86 5,46	4,80 5,40	4,74 5,33	4,68 5,26	4,62 5,20	4,56 5,14	4,51 5,07	4,46 5,01	4,40 4,95
150	4,35 4,89	4,30 4,83	4,25 4,78	4,20 4,72	4,15 4,66	4,10 4,61	4,05 4,56	4,00 4,50	3,96 4,45	3,91 4,40
160	3,87 4,35	3,82 4,30	3,78 4,25	3,74 4,20	3,69 4,16	3,65 4,11	3,61 4,07	3,57 4,02	3,53 3,98	3,50 3,93
170	3,46 3,89	3,42 3,85	3,38 3,81	3,35 3,76	3,31 3,72	3,28 3,68	3,24 3,65	3,21 3,61	3,17 3,57	3,14 3,53
180	3,11 3,50	3,07 3,46	3,04 3,42	3,01 3,39	2,98 3,35	2,95 3,32	2,92 3,29	2,89 3,25	2,86 3,22	2,83 3,19
190	2,81 3,16	2,78 3,13	2,75 3,09	2,72 3,06	2,70 3,03	2,67 3,00	2,65 2,98	2,62 2,95	2,59 2,92	2,57 2,89
200	2,55 2,86	2,52 2,84	2,50 2,81	2,47 2,78	2,45 2,76	2,43 2,73	2,41 2,71	2,38 2,68	2,36 2,66	2,34 2,63
210	2,32 2,61	2,30 2,59	2,28 2,56	2,26 2,54	2,24 2,52	2,22 2,49	2,20 2,47	2,18 2,45	2,16 2,43	2,14 2,41
220	2,12 2,39	2,10 2,36	2,08 2,34	2,07 2,32	2,05 2,30	2,03 2,28	2,01 2,27	2,00 2,25	1,98 2,23	1,96 2,21
230	1,95 2,19	1,93 2,17	1,91 2,15	1,90 2,14	1,88 2,12	1,87 2,10	1,85 2,08	1,84 2,07	1,82 2,05	1,81 2,03
240	1,79 2,02	1,78 2,00	1,76 1,98	1,75 1,97	1,74 1,95	1,72 1,94	1,71 1,92	1,70 1,91	1,68 1,89	1,67 1,88
250	1,66 1,86	1,64 1,85	1,63 1,83	1,62 1,82	1,61 1,81	1,59 1,79	1,58 1,78	1,57 1,77	1,56 1,75	1,55 1,74
260	1,53 1,73	1,52 1,71	1,51 1,70	1,50 1,69	1,49 1,68	1,48 1,66	1,47 1,65	1,46 1,64	1,45 1,63	1,44 1,61
270	1,43 1,60	1,41 1,59	1,40 1,58	1,39 1,57	1,38 1,56	1,37 1,55	1,37 1,54	1,36 1,52	1,35 1,51	1,34 1,50
280	1,33 1,49	1,32 1,48	1,31 1,47	1,30 1,46	1,29 1,45	1,28 1,44	1,27 1,43	1,26 1,42	1,26 1,41	1,25 1,40
290	1,24 1,39	1,23 1,38	1,22 1,38	1,21 1,37	1,21 1,36	1,20 1,35	1,19 1,34	1,18 1,33	1,17 1,32	1,17 1,31
300	1,16 1,30									

TABLEAU III *b*

Pièces comprimées axialement : flambement simple

CHARGES UNITAIRES ADMISSIBLES n_1 en kg/mm²

Règles CM 1956 (Méthode Dutheil) — Premières valeurs : cas de charge I (sans vent) — Deuxièmes valeurs : cas de charge II (avec vent) — Acier 52 (n_e = 36 kg/mm²)

Élancement	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	23,47 26,41	23,42 26,34	23,36 26,28	23,29 26,21	23,23 26,13	23,16 26,05	23,08 25,97	23,00 25,88	22,92 25,79	22,84 25,69
30	22,75 25,59	22,65 25,48	22,55 25,37	22,45 25,26	22,34 25,14	22,23 25,01	22,11 24,88	21,99 24,74	21,87 24,60	21,73 24,45
40	21,60 24,30	21,46 24,14	21,31 23,97	21,16 23,80	21,00 23,62	20,83 23,44	20,67 23,25	20,49 23,05	20,31 22,85	20,13 22,64
50	19,94 22,43	19,74 22,21	19,54 21,98	19,34 21,75	19,13 21,52	18,91 21,28	18,69 21,03	18,47 20,78	18,24 20,53	18,02 20,27
60	17,78 20,01	17,55 19,74	17,31 19,47	17,07 19,21	16,83 18,93	16,59 18,66	16,34 18,39	16,10 18,11	15,86 17,84	15,61 17,57
70	15,37 17,29	15,13 17,02	14,89 16,75	14,65 16,48	14,41 16,21	14,17 15,95	13,94 15,68	13,71 15,42	13,48 15,17	13,26 14,91
80	13,03 14,66	12,81 14,41	12,60 14,17	12,38 13,93	12,17 13,69	11,96 13,46	11,76 13,23	11,56 13,01	11,37 12,79	11,17 12,57
90	10,98 12,36	10,80 12,15	10,61 11,94	10,44 11,74	10,26 11,54	10,09 11,35	9,92 11,16	9,75 10,97	9,59 10,79	9,43 10,61
100	9,28 10,44	9,13 10,27	8,98 10,10	8,83 9,94	8,69 9,77	8,55 9,62	8,41 9,46	8,28 9,31	8,15 9,16	8,02 9,02
110	7,89 8,88	7,77 8,74	7,65 8,60	7,53 8,47	7,41 8,34	7,30 8,21	7,19 8,09	7,08 7,97	6,97 7,85	6,87 7,73
120	6,77 7,61	6,67 7,50	6,57 7,39	6,47 7,28	6,38 7,18	6,29 7,07	6,20 6,97	6,11 6,87	6,02 6,77	5,94 6,68
130	5,85 6,59	5,77 6,49	5,69 6,40	5,61 6,31	5,54 6,23	5,46 6,14	5,39 6,06	5,31 5,98	5,24 5,90	5,17 5,82
140	5,10 5,74	5,04 5,67	4,97 5,59	4,91 5,52	4,84 5,45	4,78 5,38	4,72 5,31	4,66 5,24	4,60 5,18	4,54 5,11
150	4,49 5,05	4,43 4,98	4,37 4,92	4,32 4,86	4,27 4,80	4,22 4,74	4,16 4,69	4,11 4,63	4,07 4,57	4,02 4,52
160	3,97 4,47	3,92 4,41	3,88 4,36	3,83 4,31	3,79 4,26	3,74 4,21	3,70 4,16	3,66 4,12	3,62 4,07	3,58 4,02
170	3,54 3,98	3,50 3,93	3,46 3,89	3,42 3,85	3,38 3,80	3,34 3,76	3,31 3,72	3,27 3,68	3,24 3,64	3,20 3,60
180	3,17 3,56	3,13 3,53	3,10 3,49	3,07 3,45	3,04 3,42	3,01 3,38	2,97 3,35	2,94 3,31	2,91 3,28	2,88 3,24
190	2,85 3,21	2,83 3,18	2,80 3,15	2,77 3,12	2,74 3,08	2,71 3,05	2,69 3,02	2,66 2,99	2,64 2,96	2,61 2,94
200	2,58 2,91	2,56 2,88	2,53 2,85	2,51 2,82	2,49 2,80	2,46 2,77	2,44 2,75	2,42 2,72	2,40 2,69	2,37 2,67
210	2,35 2,64	2,33 2,62	2,31 2,60	2,29 2,57	2,27 2,55	2,25 2,53	2,22 2,50	2,20 2,48	2,19 2,46	2,17 2,44
220	2,15 2,42	2,13 2,39	2,11 2,37	2,09 2,35	2,07 2,33	2,05 2,31	2,04 2,29	2,02 2,27	2,00 2,25	1,98 2,23
230	1,97 2,21	1,95 2,20	1,93 2,18	1,92 2,16	1,90 2,14	1,89 2,12	1,87 2,11	1,86 2,09	1,84 2,07	1,83 2,05
240	1,81 2,04	1,80 2,02	1,78 2,00	1,77 1,99	1,75 1,97	1,74 1,96	1,72 1,94	1,71 1,93	1,70 1,91	1,68 1,89
250	1,67 1,88	1,66 1,87	1,65 1,85	1,63 1,84	1,62 1,82	1,61 1,81	1,59 1,79	1,58 1,78	1,57 1,77	1,56 1,75
260	1,55 1,74	1,53 1,73	1,52 1,71	1,51 1,70	1,50 1,69	1,49 1,68	1,48 1,66	1,47 1,65	1,46 1,64	1,45 1,63
270	1,44 1,62	1,43 1,60	1,42 1,59	1,41 1,58	1,40 1,57	1,39 1,56	1,38 1,55	1,37 1,54	1,36 1,53	1,35 1,51
280	1,34 1,50	1,33 1,49	1,32 1,48	1,31 1,47	1,30 1,46	1,29 1,45	1,28 1,44	1,27 1,43	1,26 1,42	1,26 1,41
290	1,25 1,40	1,24 1,39	1,23 1,38	1,22 1,37	1,21 1,37	1,21 1,36	1,20 1,35	1,19 1,34	1,18 1,33	1,17 1,32
300	1,17 1,31									

4,121 35

tions sont étudiées séparément. Il y est tenu compte de plusieurs épaisseurs possibles d'un même profil, des différentes valeurs de la limite élastique conventionnelle et même des règlements de certains pays étrangers, tandis que les nomogrammes Durand-Sfintesco sont établis pour les épaisseurs normalisées les plus courantes, la limite élastique de 24 kg/mm² et les règles françaises seules.

Les abaques Macquart sont donc en cela plus complets.

Il appartient à chaque constructeur de faire, suivant ses besoins et ses préférences personnelles, un choix entre ces deux documents ou de les utiliser alternativement, suivant le but qu'il recherche.

4,121 4 Exemples numériques.

4,121 41 EXEMPLE N° 1. — VÉRIFICATION D'UNE PIÈCE DONNÉE.

Vérifier la stabilité d'une barre en acier AD*x* comprimée axialement, avec les caractéristiques suivantes :

Section : deux cornières 50 × 50 × 5 opposées par leur sommet

Longueur de flambement : $l = 1{,}20$ m

Charge de compression axiale N = 11,0 t

Cas de charge I (sans vent) $R_1 = 16$ kg/mm²

Acier AD*x*.

Procédé de calcul 1. (4,121 21).

Aire de la section : $\Omega = 2.\ 478 = 956$ mm².

Charge unitaire de compression simple :

$$n = \frac{N}{\Omega} = \frac{11\,000}{956} = 11{,}50 \text{ kg/mm}^2.$$

Rayon de giration : $r_z = 1{,}92$ cm.

Élancement : $$\gamma = \frac{120}{1{,}92} = 62{,}5.$$

Coefficient de flambement (Tableau II) : K = 1,216.

Condition de stabilité :

$$nK \leqslant R$$

$$11{,}50 \ .\ 1{,}216 = 13{,}98 < 16 \text{ kg/mm}^2.$$

Procédé de calcul 2. (4,121 22).

Aire de la section : $\Omega = 2.\ 478 = 956$ mm².

Charge unitaire de compression simple :

$$n = \frac{N}{\Omega} = \frac{11\,000}{956} = 11{,}50 \text{ kg/mm}^2.$$

Rayon de giration : $r_z = 1{,}92$ cm.

4,121 41

Élancement : $$\gamma = \frac{120}{1{,}92} = 62{,}5.$$

Charge unitaire admissible (Tableau III)

$$n_1 = 13{,}15 \text{ kg/mm}^2$$

Condition de stabilité : $n < n_1$

$$11{,}50 < 13{,}15.$$

Nomogramme · Durand-Sfintesco.

Feuillet 1. Zone jaune.

Pour la section et la longueur de flambement données, on lit :

$$N_{adm.} = 12{,}3 > 11{,}0 \text{ t.}$$

Abaque Macquart.

Page 43.

Pour la section et la longueur de flambement données, on lit :

$$N_{adm.} = 12{,}3 > 11{,}0 \text{ t.}$$

4,121 42 EXEMPLE N° 2. — DÉTERMINATION DE LA CHARGE ADMISSIBLE POUR UNE PIÈCE DONNÉE

Section : IPE 12.

Barre encastrée aux deux extrémités.

Longueur réelle : L = 2,60 m.

Acier : AD*x*.

Cas de charge II : $R_2 = 18$ kg/mm².

Procédé de calcul 1. (4,121 21).

Aire de la section : $\Omega = 13{,}2$ cm².

Longueur de flambement : $l = \frac{L}{2} = \frac{2{,}60}{2} = 1{,}30$ m.

Rayon de giration minimal : $r_y = 1{,}45$.

Élancement : $$\frac{l}{r_y} = \frac{130}{1{,}45} = 89{,}6.$$

Coefficient de flambement : K = 1,64.

Charge admissible :

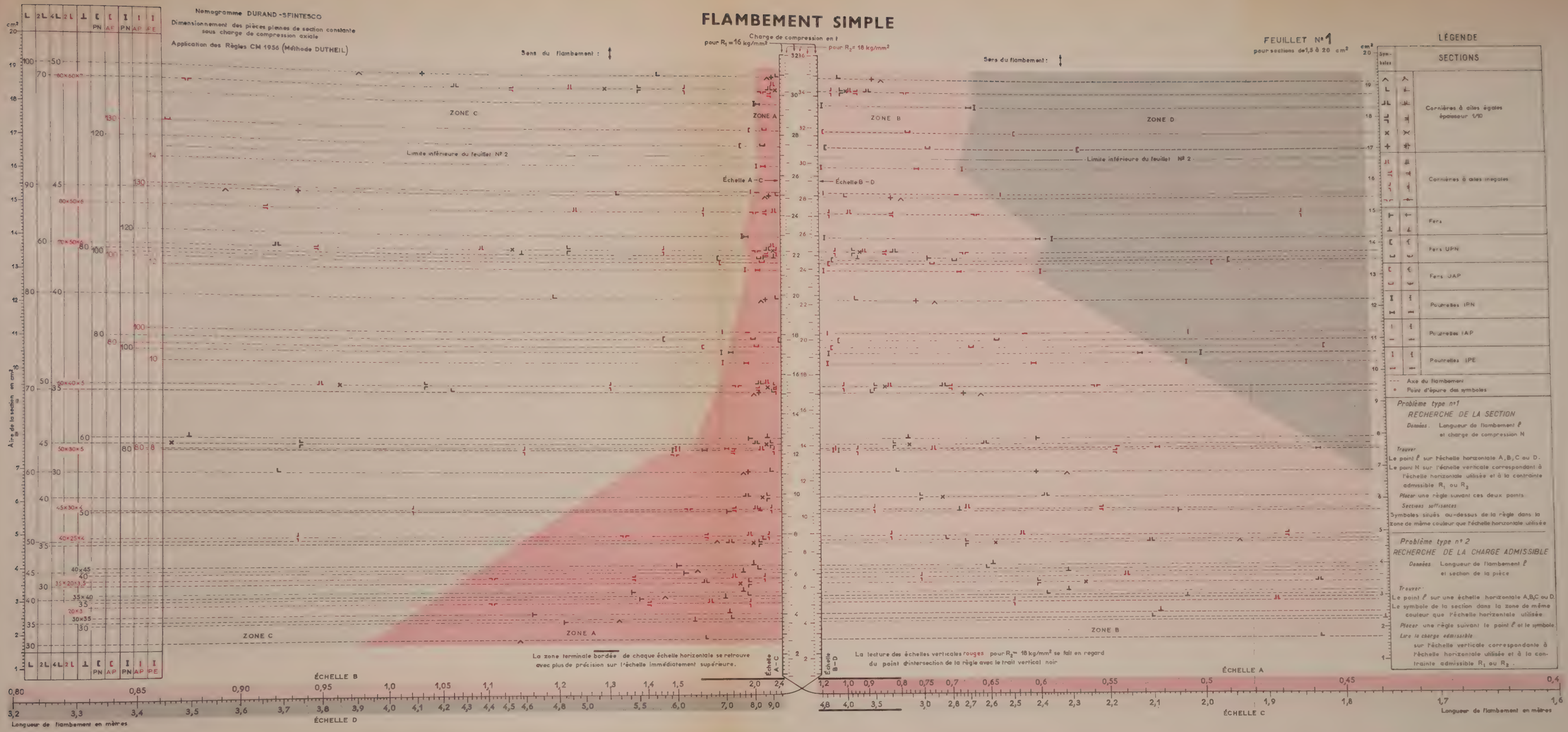
$$N_{adm.} = \frac{\Omega R_2}{K} = \frac{13{,}2 \times 1{,}8}{1{,}64} = 14{,}5 \text{ t.}$$

Procédé de calcul 2. (4,121 22).

Aire de la section : $\Omega = 13{,}2$ cm².

Longueur de flambement : $l = \frac{L}{2} = 1{,}30$ m.

Rayon de giration minimal : $r_y = 1{,}45$ cm.



Spécimen de format réduit et en deux couleurs du feuillet n° 1 des nomogrammes Durand-Sfintesco pour le dimensionnement ou la vérification des éléments comprimés axialement en acier ADx, en application des Règles CM 1956.

Ce spécimen ne peut valablement être utilisé pour les calculs.

La série des nomogrammes comprend :

— trois feuillets en quatre couleurs de 72 × 34 cm pour les sections usuelles (une, deux ou quatre cornières à ailes égales ou inégales, un fer T, un ou deux fers U, ainsi que les poutrelles IPE, IPN, IAP, HN et HE);

— six feuillets en deux couleurs de 72 × 34 cm permettant d'inscrire des sections quelconques (profils en tôle pliée, tubes, profils spéciaux, etc...);

— une règle transparente de 60 cm.

En vente à la **Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics** 6, rue Paul-Valéry, Paris (XVI^e^) au prix de 50 NF (franco 52,60 NF). C.C.P. Paris 8524-12.

4,121 42

Élancement : $\dfrac{l}{r_y} = \dfrac{130}{1{,}45} = 89{,}6.$

Charge unitaire admissible :

$$n_1 = 10{,}96 \text{ kg/mm}^2 \cong 1{,}1 \text{ t/cm}^2.$$

Charge admissible : $N_{adm.} = \Omega n_1 = 13{,}2 \,.\, 1{,}1 = 14{,}5$ t.

Nomogramme Durand-Sfintesco.

Feuillet 1 : zone jaune.

Longueur de flambement : $l = \dfrac{L}{2} = \dfrac{2{,}60}{2} = 1{,}30$ m.

Lecture : $N_{adm.} = 14{,}4$ t.

4,121 43 EXEMPLE N° 3. — DIMENSIONNEMENT D'UNE PIÈCE.

Charge de compression axiale : N = 6,0 t.
Cas de charge II : $R_2 = 18$ kg/mm².
Longueur de flambement : $l = 70$ cm.
Acier : AD*x*.

Nomogramme Durand-Sfintesco.

Feuillet 1 : zone rose.

Lecture : Sections suffisantes (par ordre croissant des aires de leurs sections) (1).

⫞	Deux cornières	35 × 20 × 3,5
∟	Une cornière	45 × 45 × 4,5
⊤	Un fer T	40 × 45
⩚ ou	>< Deux cornières	35 × 35 × 3,5
^	Une cornière	50 × 50 × 5
⫟ ou	⩚ Deux cornières	40 × 25 × 4

Sens du flambement pour les sections ci-dessus ↑ ou ↓.

(1) Voir remarque importante en 4,121 23.

4,121 44 EXEMPLE N° 4. — VÉRIFICATION D'UNE PIÈCE DONNÉE.

Section : IPE 160.
Acier à haute résistance : $n_e = 36$ kg/mm².
Longueur de flambement : $l = 2{,}00$ m.
Charge de compression axiale : N = 16,0 t.
Cas de charge I (sans vent) : $R_1 = 24$ kg/mm².

Procédé de calcul 1. (4,121 21).

Aire de la section : $\Omega = 2010$ mm².

Charge unitaire de compression simple :

$$n = \frac{16\,000}{2\,010} = 7{,}96 \text{ kg/mm}^2.$$

Rayon de giration minimal : $r_y = 1{,}84$ cm.

Élancement : $\gamma = \dfrac{200}{1{,}84} = 108{,}6.$

Coefficient de flambement (Tableau II) :

$$K = 2{,}97$$

Condition de stabilité : $nK \leqslant R$

$$7{,}96 \,.\, 2{,}97 = 23{,}64 < 24.$$

Procédé de calcul 2. (4,121 22).

Aire de la section : $\Omega = 2010$ mm².

Charge unitaire de compression simple :

$$n = \frac{16\,000}{2\,010} = 7{,}96 \text{ kg/mm}^2.$$

Rayon de giration minimal : $r_y = 1{,}84$ cm.

Élancement : $\gamma = \dfrac{200}{1{,}84} = 108{,}6$

Charge unitaire admissible (Tableau III) :

$$n_1 = 8{,}07 \text{ kg/mm}^2$$

Condition de stabilité : $n \leqslant n_1$

$$7{,}96 < 8{,}07.$$

La rédaction du Manuel de la Construction Métallique est effectuée sous la direction de la Commission Technique de la Chambre Syndicale des Entrepreneurs de Constructions Métalliques de France, aux travaux de laquelle collaborent notamment des représentants de l'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, ainsi que des Bureaux *Sécuritas* et *Véritas*.

L'ensemble des textes est élaboré par M. D. Sfintesco, Chef du Service Technique de la Chambre Syndicale des Entrepreneurs de Constructions Métalliques de France.

(Reproduction interdite.)

ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS-XVI^e^.

(Ann. I. T. B. T. P.)

7057-3-4-60. Typ. FIRMIN-DIDOT et C^ie^, Mesnil (Eure).
Dépôt légal : 2^e^ trim. 1960.

Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.

SUPPLÉMENT AUX

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

MARS-AVRIL 1960

Treizième Année, N^os 147-148

VISITE DE CHANTIER
du 4 Mars 1960

AÉROPORT DE PARIS-ORLY

LE HANGAR N6 ET SES ANNEXES



Vue d'ensemble en cours d'exécution. Au premier plan les annexes, atelier et bâtiment administratif

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

LE HANGAR N 6 ET SES ANNEXES

LE HANGAR

Ce hangar est construit suivant les mêmes principes que les trois hangars déjà réalisés par l'Aéroport de Paris à Orly. Les deux premiers, mis en service en 1955, mesurent 216 mètres et 162 mètres d'ouverture ; le troisième, achevé en 1958, mesure 150 mètres d'ouverture.

Le hangar N 6 est beaucoup plus vaste puisqu'il a 300 mètres d'ouverture. C'est le plus grand hangar de ce type construit dans le monde. Il peut abriter six quadriréacteurs "DC-8" ou huit appareils du type "Caravelle". Deux données essentielles ont été retenues pour la conception de ce hangar :

- le hangar doit pouvoir abriter des appareils de dimensions très variées sans perte de place excessive,
- les avions sont rangés sur une seule file avec leur fuselage perpendiculaire au fond du hangar.

Le système "en porte-à-faux" utilisé pour la construction de ce hangar répond à ces impératifs : en effet, l'ouverture du hangar n'est coupée par aucun pilier transversal ce qui permet d'y loger de front des avions de toutes envergures sans perte de place; le DC-8 par exemple, un des plus gros appareils actuellement en service, mesure 45 mètres de long, 43 mètres d'envergure et 12 mètres de hauteur ; la profondeur seule du hangar est fonction de la longueur des avions qui y sont logés, et on peut penser que la longueur des futurs aéronefs ne dépassera pas 55 mètres. Quant à la hauteur du hangar, elle résulte d'un compromis entre le désir de porter au maximum cette hauteur libre et celui de ne pas exagérer les dépenses qu'entraîne une trop grande hauteur (chauffage en hiver, éclairage, canalisations diverses d'air comprimé, de protection contre l'incendie, etc.).

LES CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES

- 300 mètres d'ouverture,
- 52 mètres de profondeur,
- 40 mètres de porte-à-faux (le porte-à-faux est la distance entre l'axe des poteaux qui supportent les poutres maîtresses et la face extérieure de la poutre de guidage),
- 15 mètres de hauteur libre sous la poutre de guidage,
- 15 600 m^2 de surface couverte, dont 12 000 m^2 pour la partie en porte-à-faux.

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

Elle est réalisée en acier A-37.1 bis de qualité soudable.

Elle comporte dix poutres maîtresses, espacées de 25 mètres, dont les membrures sont des poutres caissons. Les poutres extrêmes sont espacées des pignons de 37,50 mètres. Chaque poutre maîtresse est associée à un ensemble triangulé nommé "Queue de Console" qui reporte les efforts

au massif de fondation du poteau et du tirant. Chacune des poutres maîtresses pèse 38 tonnes, dont 18 tonnes pour la "queue de console".

Ces poutres sont reliées à des poutrelles longitudinales espacées de 7,60 m environ. Les extrémités des poutres sont réunies par un ensemble dénommé "poutre de guidage"; elle est constituée par deux poutrelles verticales de 2,10 mètres de hauteur dites "poutrelles de nez" réunies par une poutre horizontale et des portiques transversaux qui supportent les quatre rails constituant trois rainures servant de guidage aux tourillons des portes. L'ensemble "poutre de guidage" pèse 99 tonnes, soit 330 kg/m.

Le poids moyen de la charpente est de 64 kg/m², celui de la partie en porte-à-faux est de 50 kg/m².

LES FONDATIONS

Les poteaux métalliques reposent sur des massifs dont la semelle a 5 × 6,50 m en partie courante et 7,50 × 6 m pour les massifs d'extrémité. Chacun de ces massifs a nécessité de 33 à 47 m³ de béton et de 4 à 5,4 tonnes d'acier.

Les tirants sont ancrés dans des massifs parallélépipédiques de 5,60 × 4 m de base et de 4 m de hauteur. Chacun de ces massifs pèse de 220 à 290 tonnes et a nécessité 100 à 130 m³ de béton et 3,5 à 4,25 tonnes d'acier.

LA COUVERTURE

La couverture "auto-portante" présente une pente transversale de 3% vers l'arrière du hangar.

Elle se compose d'une tôle nervurée "Acieroïd" de 1 mm d'épaisseur recouverte, sur sa face supérieure, de panneaux de fibre de bois reconstitué de 10 mm collée au bitume et de trois plis dont un de "Rubéralu".

Elle pèse un poids moyen de 24 kg/m².

LE LONG-PAN VITRÉ

Un long-pan vitré incliné, exposé au Nord, assure l'éclairage naturel du hangar. Constitué en verre armé, il s'étend sur toute la longueur du hangar (300 mètres), et mesure 15 mètres de large. Des barres à vitrage en profilés d'aluminium de 3,06 mètres de longueur, avec bandes de plomb serties, assurent l'étanchéité.

LE DALLAGE

Le dallage est constitué par des dalles en béton de 0,30 mètre d'épaisseur sur fondation en tout venant de sablière. Il comporte une pente de 1% vers les portes où un caniveau longitudinal "Satujo" recueille les eaux de lavage.

LES PORTES

Le hangar est fermé par six groupes de deux portes roulant sur trois cours de rails parallèles, distants entre eux de 0,50 mètre. Chaque porte a 25 m de long et pèse 30 tonnes; elle se compose de deux éléments accouplés.

Un bouton poussoir situé à l'extrémité de chacun de ces éléments commande un moteur de 3,5 CV qui permet de manoeuvrer la porte à la vitesse de 0,60 mètre/seconde. Un dispositif permet l'entraînement simultané de trois portes parallèles.

Un dispositif de sécurité installé sur chaque porte permet d'éviter que la porte en mouvement ne tamponne brutalement une autre porte située sur le même rail.

EQUIPEMENT ELECTRIQUE

1 - Equipement "Lumière"

L'éclairage du hangar est obtenu au moyen de 288 foyers constitués par des réflecteurs en aluminium brillanté équipés de lampes à ballon fluorescent de 400 W. L'éclairement moyen est de 00 lux, à 3 m du sol.

Cet éclairage est complété par un éclairage de ronde (32 foyers avec lampes à incandescence 500 W), et par un éclairage des passerelles de visite des portes (96 foyers avec lampes à incandescence de 40 W).

L'éclairage de l'aire de stationnement est assuré par 6 projecteurs équipés de lampes à incandescence de 1000 W).

2 - Equipement "Force"

En plus des alimentations de ponts roulants et de portes, l'équipement "force" comporte, à raison de 12 à l'intérieur du hangar, et 4 à l'extérieur, en bordure de l'aire de stationnement, des tableaux sur lesquels sont installées des prises de courant "force", et des prises de courant "de sécurité", ces dernières alimentées en 24 volts.

3 - Tableaux de commande et de contrôle

Les commandes des allumages, ainsi que les contacteurs, disjoncteurs assurant la protection de tous les départs, sont groupés dans 4 armoires étanches.

4 - Alimentation générale

L'alimentation générale des installations du hangar se fait à partir de 2 postes de transformation, installés en sous-sol et constitués d'éléments préfabriqués. Les puissances totales installées de ces postes sont respectivement de :

- 1 890 kVA
- 630 kVA

LE CHAUFFAGE

Il est assuré par une source d'eau chaude à 160° qui procure une température de 12°C à 1,50 mètre du sol pour une température extérieure de -7°C.

L'émission de la chaleur, produite par une puissance installée de 12 millions de calories/heure, se fait d'une part par rayonnement grâce à des tubes avec déflecteurs installés sous la toiture, d'autre part, par un rideau d'air chaud (15 m/s) distribué dans un caniveau longitudinal situé en bordure des portes et fonctionnant dès que la température descend au-dessous de +1°C.

SYSTÈME DE PROTECTION CONTRE L'INCENDIE

La protection contre l'incendie dans des constructions de cette importance et abritant en outre des avions à réaction, qui conservent d'importantes quantités de carburant dans leurs réservoirs, pose des problèmes complexes.

Les carburants utilisés par les réacteurs sont du type kérosène ou similaire, difficilement inflammables, mais dégageant dès que l'incendie commence une énorme quantité de fumée noire et une grande proportion de gaz non brûlés, faute d'oxygène, qui s'enflamment spontanément dès qu'ils retrouvent l'oxygène, en général près de la toiture.

La protection incendie du hangar N 6 a été étudiée afin, d'une part d'attaquer et de circonscrire le sinistre, et, d'autre part, d'éviter sa propagation aux autres appareils en stationnement dans le hangar ou aux annexes. L'ensemble des appareils en stationnement dans le hangar représente en effet un investissement considérable qu'il y a lieu de préserver à tout prix.

LA LUTTE CONTRE L'INCENDIE PROPREMENT DIT COMPREND :

1°- Des postes à mousse et à CO_2, répartis au pied de chaque poteau et contre les pignons d hangar, ce qui représente au total 12 postes à mousse et 12 postes à CO^2.

Les longueurs des tuyauteries pour chacun de ces postes sont telles que plusieurs d'entr eux peuvent attaquer simultanément un même foyer d'incendie.

Dès l'utilisation d'un quelconque de ces postes les pompiers de l'Aéroport de Paris-Orl sont automatiquement alertés et arrivent quelques minutes après pour aider à la lutte contr le sinistre.

2°- Pour éviter la propagation du sinistre d'un avion à un autre appareil, le hangar a été divis en 6 zones de 50 m correspondant chacune à un poste avion.

Chacune de ces zones est séparée des voisines par un double (1) rideau d'eau transversa destiné à limiter la propagation du rayonnement calorifique et des fumées. De même l totalité du hangar peut être séparée des annexes par des doubles rideaux d'eau longitudinaux.

En cas de sinistre dans une zone quelconque, l'ouverture d'une vanne provoque le jaillisse ment de l'eau dans les rideaux d'eau entourant ce poste avion, c'est-à-dire les deux rideau transversaux limitant ce poste des postes voisins et le rideau longitudinal séparant ce post des annexes.

En cas de besoin, d'autres rideaux longitudinaux ainsi que des lances "Monitor" peuven être branchés pour augmenter le débit qui atteint pour chaque rideau d'eau environ 100 litre/mn par mètre linéaire de rideau, ce qui représente un débit total de 1500 m³/h pour le fonctionnement simultané de 2 rideaux transversaux, 3 rideaux longitudinaux, 2 lance "Monitor" et 4 postes à mousse.

Il ne pouvait être question d'obtenir un tel débit à partir des canalisations d'eau de la vill alimentant l'Aéroport d'Orly, ni surtout d'y obtenir la pression nécessaire puisque les rideaux d'ea doivent débiter sous une pression de 10 kg par cm².

Il a donc fallu créer un réservoir enterré en béton armé, contenant 600 m³ d'eau ce qui perme une durée de lutte contre l'incendie d'environ 3/4 d'heure (y compris les apports de la conduite d ville) débit et pression étant obtenus à partir de cette réserve, par l'intermédiaire de 3 groupe électro-pompes représentant au total 750 CV de moteurs électriques, 1 quatrième groupe Diese beaucoup plus petit que les premiers étant prévu pour assurer, en cas de panne de courant, le débi d'eau utile aux seuls postes à mousse.

Pour évacuer les fumées et permettre ainsi aux pompiers d'apercevoir le lieu du sinistre e éviter que les gaz chauds ne se propagent au-dessus des autres postes avions on a prévu :

- d'une part, des écrans transversaux "coupe-tirage" de 2,50 m de hauteur, situés directement sous la toiture et séparant chaque poste avion du voisin ;
- d'autre part, en toiture, 48 ouvertures de 3 × 6,80 m fermées par des trappes qui s'ouvren automatiquement dès que la température atteint 90°C sous la toiture. L'ouverture de ce trappes permet l'évacuation des gaz chauds et des fumées directement au-dessus du lieu d sinistre.

LES ANNEXES

DESCRIPTION GÉNÉRALE

Sur la partie arrière du hangar sont accolées des annexes ayant sensiblement la même surface au sol, c'est-à-dire 295 m de longueur sur 50 m de largeur. Ces annexes sont construites sur plusieurs niveaux, ce qui représente une surface de planchers d'environ 35 000 m².

L'ensemble de ces annexes, qui comporte divers bâtiments, a été conçu et réalisé par le services techniques de l'Aéroport de Paris à partir des renseignements communiqués, en ce qui concernait leurs besoins, par les compagnies locataires : la Compagnie Française T.A.I. et la Compagnie Américaine T.W.A.

(1) En réalité ces rideaux sont triples car une troisième nappe est déversée horizontalement sous la toiture. Elle a pour but de refroidir les poutres maîtresses et la couverture.

Les annexes au hangar N 6 forment un ensemble mesurant 295 m de longueur sur 50 m de largeur environ et se composent de trois bâtiments :

- un bâtiment "atelier" mesurant 233,50 m de long sur 50 m de large. Il comprend : un sous-sol partiel, un rez-de-chaussée avec étage partiel, une couverture en sheds et terrasse. La Compagnie T.A.I. en occupe une longueur de 183,50 m et la Compagnie T.W.A. une longueur de 50 m ;
- un bâtiment "administratif" : mesurant environ 40 m de long sur 13,35 m de large. Il comprend : un sous-sol, un rez-de-chaussée, cinq étages, une couverture en terrasse. Ce bâtiment est entièrement affecté à la Compagnie T.A.I. et abrite les services administratifs ;
- un bâtiment "commun" : mesurant 62 m de long sur 36,35 m de large et comprenant : un sous-sol, un rez-de-chaussée, un premier étage, un deuxième étage partiel, une couverture en terrasse. Ce bâtiment est entièrement occupé par la T.A.I. et abrite les bureaux de sa direction technique et les locaux dits "communs", c'est-à-dire les cantines, l'infirmerie, le service social.

A - MODE CONSTRUCTIF

L'ensemble de l'ossature de tous ces bâtiments est entièrement en béton armé. Ce type de charpente a été choisi dans le cas présent de préférence au métal pour des raisons économiques d'une part (prix de revient à l'époque moins élevé) pour des raisons esthétiques d'une part (car la solution des sheds en béton armé est beaucoup plus pure de lignes qu'une solution métallique) et enfin pour des raisons techniques.

L'ensemble des bâtiments devant être construit dans un délai de moins de 2 ans, il y avait intérêt à obtenir le plus rapidement possible des postes de travail pour tous les corps de métiers et dans le cas présent, c'est le béton armé qui procurait au mieux cette facilité car il ne nécessite aucune préparation de travaux en usine.

Pour le bâtiment administratif le choix entre l'ossature métallique et l'ossature en béton armé ne pouvait pas être appuyé sur des raisons aussi probantes mais dans le cas d'espèce le fait que toutes les autres parties des annexes comportaient une ossature en béton armé, incitait, ne serait-ce que par souci d'esthétique, à retenir également une ossature en béton armé.

1 - Bâtiment atelier

Le bâtiment atelier est couvert dans la bande centrale de 36,80 m de largeur par des sheds disposés dans le sens de la longueur ayant leur face vitrée exposée au Nord. Il y a 4 files de sheds constituées par des voûtes en béton armé de 9,20 m de portée, ces voûtes étant supportées par des poutres Y de 25 m de portée. Deux bandes latérales le long des façades Sud et Nord sur respectivement 6,40 m et 6,55 m de largeur et le long de la façade Est sur 12,50 m de largeur sont couvertes en terrasse. Des planchers intermédiaires en béton armé sont prévus le long des façades Nord et Sud. Ces planchers sont desservis par des escaliers en béton armé.

2 - Bâtiment administratif

L'ossature de ce bâtiment est constituée par des poteaux en béton armé répartis sur 4 files : une file sur les côtés Nord et Sud et deux files intermédiaires à 1,50 m de part et d'autre de l'axe longitudinal.

Dans chaque file centrale l'espacement des poteaux est en moyenne de 5 m ; en façade les potelets sont espacés de 1,42 m.

Ce modulage de 1,42 m correspond au désir de l'utilisateur de pouvoir moduler facilement ses bureaux en multiples de 1,42 m.

Les cloisons longitudinales sont constituées par des placards bois de rangement et des cloisons transversales traitées en cloisons semi-mobiles formées de plaques de bois reconstituées, calées par vérin, sur le plafond et le plancher.

3 - Bâtiment commun

Ce bâtiment a été étudié et découpé afin d'obtenir un éclairage convenable de l'ensemble des locaux.

Le sous-sol de ce bâtiment est éclairé côté Est par une cour anglaise. L'éclairage de la partie centrale en 1er étage (qui servira de cantine) est constitué par des coupoles en plastique. Les bureaux de la partie centrale en rez-de-chaussée ont été groupés autour d'une cour intérieure.

L'ossature de ce bâtiment comprend 4 files de poteaux espacés de 9,20 m environ, ces poteaux étant espacés dans chaque file de 5 m. Des réseaux de poutres en béton armé supportent planchers, murs, cloisons et terrasses.

Pour l'évacuation des eaux pluviales de toutes les couvertures du hangar et des bâtiments annexes (ce qui représente une surface de 3 hectares) il a été construit sous l'ensemble du bâtiment atelier et du bâtiment commun, un ovoïde de 1,80 m de hauteur se raccordant à l'émissaire central de l'aéroport. Dans cet ovoide a été placée ultérieurement une conduite de 200 mm de diamètre collectant les eaux usées.

AMÉNAGEMENTS INTÉRIEURS

1 - Locaux réservés à la Compagnie T.A.I.

a) Bâtiment atelier

- En sous-sol

L'ensemble des sous-sol des annexes abrite :

- une galerie de passage de canalisations longeant la face sud dans laquelle sont groupées toutes les canalisations : alimentation en eau, chauffage du hangar, des annexes, ventilation des sous-sols, électricité, téléphone, sécurité incendie, air comprimé, etc.

- les locaux techniques en général accolés à cette galerie de canalisations et qui comprennent : un local sécurité incendie abritant les réservoirs, les groupes électro-pompes nécessaires (750 CV de moteurs électriques sont installés dans ce local) - débit 1500 m^3/heure sous 10 kg/cm^2 de pression de refoulement - deux sous-stations électriques (2400 kVA installés), quatre sous-stations de chauffage et de ventilation, une centrale à air comprimé prévu pour un débit de 99 m^3/mn (ce qui représente 775 CV de moteurs électriques installés),

- par ailleurs dans le sous-sol nous trouvons : un garage complet avec aire de lavage, graissage, pompes de distribution de carburant, etc., des groupes de vestiaires pouvant abriter plus de 1000 ouvriers. A ces groupes sont accolés des blocs sanitaires et douches,

- enfin nous trouvons toutes les réserves de cuisine, les locaux mécanographie, les archives, les locaux expédition-réception et tous les magasins de stockage.

- En rez-de-chaussée

Au rez-de-chaussée se trouvent des magasins de distribution, des bureaux, des ateliers à machines outils, appareils pneumatiques, soudure à l'arc, galvanoplastie, bougies, pneus, essais électriques, accus, salles d'hydraulique, salle d'essais, menuiserie, salle de peinture, de lavage, etc.

- En premier étage

En premier étage dans les ateliers, dans les deux bandes de 6 m de large, faces sud et nord, des petits ateliers et des bureaux ont été aménagés.

b) Bâtiments administratif et commun

- En rez-de-chaussée

Le bâtiment administratif comprend : le hall d'entrée pour l'accueil, ainsi que les services du personnel.

Dans le bâtiment commun sont installés, la maquette (échelle grandeur) servant aux entraînements des stewards et hôtesses, des linktrainers servant aux entraînements des navigants, des salles de conférences, des bureaux, les services sociaux et médicaux et enfin de petits ateliers. L'ensemble de ces locaux est réparti sensiblement de la façon suivante :

- dans une bande de 6 m contiguë au hangar se trouvent les cellules de réparation avions (petits ateliers, magasins ou bureaux de surveillance),

- dans la première travée suivante de 9,20 m se trouve un grand axe de circulation longitudinal desservi par un pont roulant,

- dans la partie restante se trouvent tous les autres locaux énumérés ci-dessus.

- En premier étage

Dans le bâtiment administratif sont installés : la cuisine ayant une communication avec la cantine-employés au même niveau dans le bâtiment commun, le réfectoire, la cantine cadres et directeurs.

La cantine-employée est étudiée pour être utilisée en demi-self-service (les employés prenant eux-mêmes leurs hors d'oeuvre, boisson et dessert), le plat chaud étant apporté à table par des serveuses. Chaque service est prévu pour 500 couverts.

Les étages supérieurs du bâtiment administratif et du bâtiment commun recevront des bureaux, et, en dernier étage, une vaste salle de conférences de 14 m de long sur 7 m de large.

2 - Locaux réservés à la compagnie T.W.A.

La compagnie T.W.A. n'a à Orly qu'un centre de révision limité. Elle a demandé à ne disposer que d'une faible superficie de hangar et d'annexes. Ainsi que nous l'avons vu, elle n'occupe que 50 m de hangar et d'annexes à l'Est de l'ensemble. Elle dispose cependant sensiblement des mêmes installations que la compagnie T.A.I., mais à une échelle réduite. C'est-à-dire :

- au sous-sol : des vestiaires et des sanitaires,

- au rez-de-chaussée : un atelier-autos comportant salle de graissage et de lavage, un atelier de maintenance comportant des machines outils, une salle menuiserie, une salle de peinture, une salle de stockage de pneus, une salle de réception des matériaux, un local ingrédients, un grand magasin de stockage sous douane et divers autres petits ateliers,

- en premier étage, sur les faces Est et Sud sont groupés tous les bureaux.

C - CONDUITE DU CHANTIER

L'ensemble des travaux a été conduit par l'Aéroport de Paris en un temps record puisque les fouilles ont été commencées en novembre 1958 et que la Compagnie T.A.I. prendra possession d'une partie des annexes dès le premier février 1960, c'est-à-dire, moins de 15 mois après le commencement des terrassements.

Les travaux de l'ensemble hangar et bâtiments annexes coûteront un peu plus de 30 millions de nouveaux francs.

A cet ensemble de hangar et de bâtiments annexes a dû être associée une large viabilité, comportant routes, trottoirs et parkings à voitures permettant le stationnement d'environ 350 véhicules, La surface de viabilité ainsi créée est de 19 000 m². Devant le hangar a été également aménagé un autre parc de stationnement, mais pour avions, réalisé en dalles de béton armé et représentant une surface de 31 000 m². L'ensemble constructif ainsi réalisé en moins de 2 ans, comprenant hangar, annexes, aires de stationnement pour avions et voitures automobiles couvre une surface de plus de 8 hectares.

Exposé de M. J. BLOCK

Ingénieur des Ponts et Chaussées

Photo 1.- Hangar N 6 - Ouvrage terminé.



L'OSSATURE MÉTALLIQUE ET LES FONDATIONS DU HANGAR N 6

(Compagnie Française d'Entreprises et Société C.E.N.O.)

L'ossature de ce nouvel hangar est maintenant bien connue de ceux qui, de près ou de loin, s'intéressent à la construction métallique, et même du profane, car la presse en a vulgarisé l'élégante silhouette due à Monsieur l'Ingénieur en Chef E. Becker.

Cette charpente en effet, est la même que celles du hangar N 5 construit à l'extrêmité Est de la zone Nord et du hangar K 1 érigé au Bourget.

CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES

L'ossature métallique comporte les éléments suivants :

Poutres principales :

Il y a 10 poutres principales, ou "Poutres Consoles" de l'Est vers l'Ouest PM 1 à PM 10. Elles sont écartées de 25 mètres ; la première et la dernière sont à 37,50 m des pignons extrêmes.

Ces poutres à triangulation Pratt ont une portée en porte-à-faux de 39,50 m à l'extérieur des poutres de nez. Elles ont une hauteur variable de 2,10 m à l'attache de la poutre de nez, à 7,35 m au droit des poteaux.

Les membrures sont des caissons en tôles soudées d'épaisseurs variables pour suivre au plus près la variation des efforts normaux.

Ces caissons ont 60 centimètres de hauteur et 55 centimètres de largeur entre âmes des caissons.

Pour les consoles d'extrêmité, les efforts maxima dans les membrures sont :

- pour la membrure supérieure 401 t
- pour la membrure inférieure 529 t

Pour les poutres consoles courantes :

- membrure supérieure 290 t
- membrure inférieure 382 t

Les diagonales et montants sont en fers U.

Les efforts maxima dans les diagonales sont de :

- 150 tonnes pour les consoles d'extrêmité,
- 108 tonnes pour les poutres courantes.

Dans le but d'alléger l'aspect de la charpente, les éléments tendus sont reliés entre eux par des barrettes soudées; par contre, comme dans les hangars précédents, les éléments comprimés sont reliés par un treillis. Le poids des poutres consoles est d'environ 18 tonnes.

Les poutres consoles s'appuient sur les "Queues de Consoles" systèmes triangulés qui reportent les efforts aux massifs de fondations.

Le tirant, comme les membrures des poutres, est un caisson en U constitué par des tôles soudées, dont les âmes sont reliées par des barrettes.

Les efforts maxima sont :

- pour les poutres courantes	260 t
- pour les poutres d'extrêmité	358 t

Le poteau - dont la forme générale est un H - est constitué par 1 HN 55 recoupé, renforcé par une âme et des semelles en tôle.

Les efforts de compression sur le béton sont :

- pour les poutres courantes	544 t
- pour les poteaux d'extrêmité	754 t

L'ensemble de la queue de console pèse environ 20 tonnes.

OSSATURE DE COMBLE

La couverture est en "Acieroïd" reposant sur des pannes en fer U, et en HN aux endroits renforcés, écartées de 3,125 m.

Les pannes calculées en continuité, en tenant compte des contre-fiches s'appuient sur des poutres longitudinales en treillis de 2 m de hauteur écartées de 7,60 m reliant les poutres principales dans le plan de leurs montants.

Ces poutres sont entièrement soudées et ont également été calculées continues sur 5 travées. Ces poutres interviennent dans la stabilité de la membrure inférieure des poutres consoles en augmentant la raideur transversale des montants.

STABILITÉ GÉNÉRALE

Pour les vents soufflant Nord-Sud ou Sud-Nord, c'est-à-dire côté portes au côté annexes, la stabilité est assurée par les poutres principales.

Lorsque le vent souffle sur les pignons, les efforts sont repris en comble par des contreventements sous versant. Les contreventements principaux sont situés entre les poutres 2 et 3 et entre les poutres 8 et 9. Ces deux poutres et les contreventements forment une console sensiblement horizontale. Les forces dues au couple d'excentricité sont reprises par les membrures supérieures des poutres consoles ; l'effort tranchant est transmis dans le plan des poteaux. Ceux-ci sont reliés en tête par une poutre dite "Poutre de Queue". L'ensemble poteaux-poutres de queue constitue un portique multiple à 5 poteaux assurant la stabilité longitudinale et transmettant aux fondations tous les effets du vent sur la toiture.

MODE D'ASSEMBLAGE

Nous avons vu que toutes les pièces ont été exécutées par soudure. Tous les assemblages sur chantier ont été faits à l'aide de boulons haute résistance à serrage contrôlé. Il est à noter que les hangars N 5, K 1 et N 6 sont pratiquement les seules charpentes en France où cette technique est systématiquement utilisée - prouvant une fois de plus l'esprit d'avant-garde qui anime les Services Techniques de l'Aéroport de Paris.

QUALITÉ DES ACIERS

Compte-tenu de la conception entièrement soudée de l'ouvrage, nous avons utilisé l'acier A.37.1 bis défini par les spécifications de la "Chambre Syndicale des Constructeurs Métalliques", rédigées en accord avec la "Chambre Syndicale de la Sidérurgie". Cet acier est équivalent au A.37.1 S des normes AFNOR, mais les Forges acceptent d'en garantir la limite élastique.

POUTRE DE NEZ

Ces poutres de 37,50 m et de 25 m ont 2,20 m de hauteur hors cornières et 1,80 m d'épaisseur environ. Ces poutres exécutées en treillis entièrement soudés, sauf, bien entendu, les assemblages sur chantier, assurent :

- la liaison des extrêmités des consoles
- la transmission des efforts du vent sur les portes
- le guidage supérieur des portes

Ce guidage est assuré par 4 cours de fers IAP 200 écartés de 500 mm d'axe en axe.

La fabrication de ces poutres, compte-tenu des précisions en alignement et en nivellement demandées, constitua le point le plus délicat de la fabrication de cet ensemble de charpentes.

MONTAGE

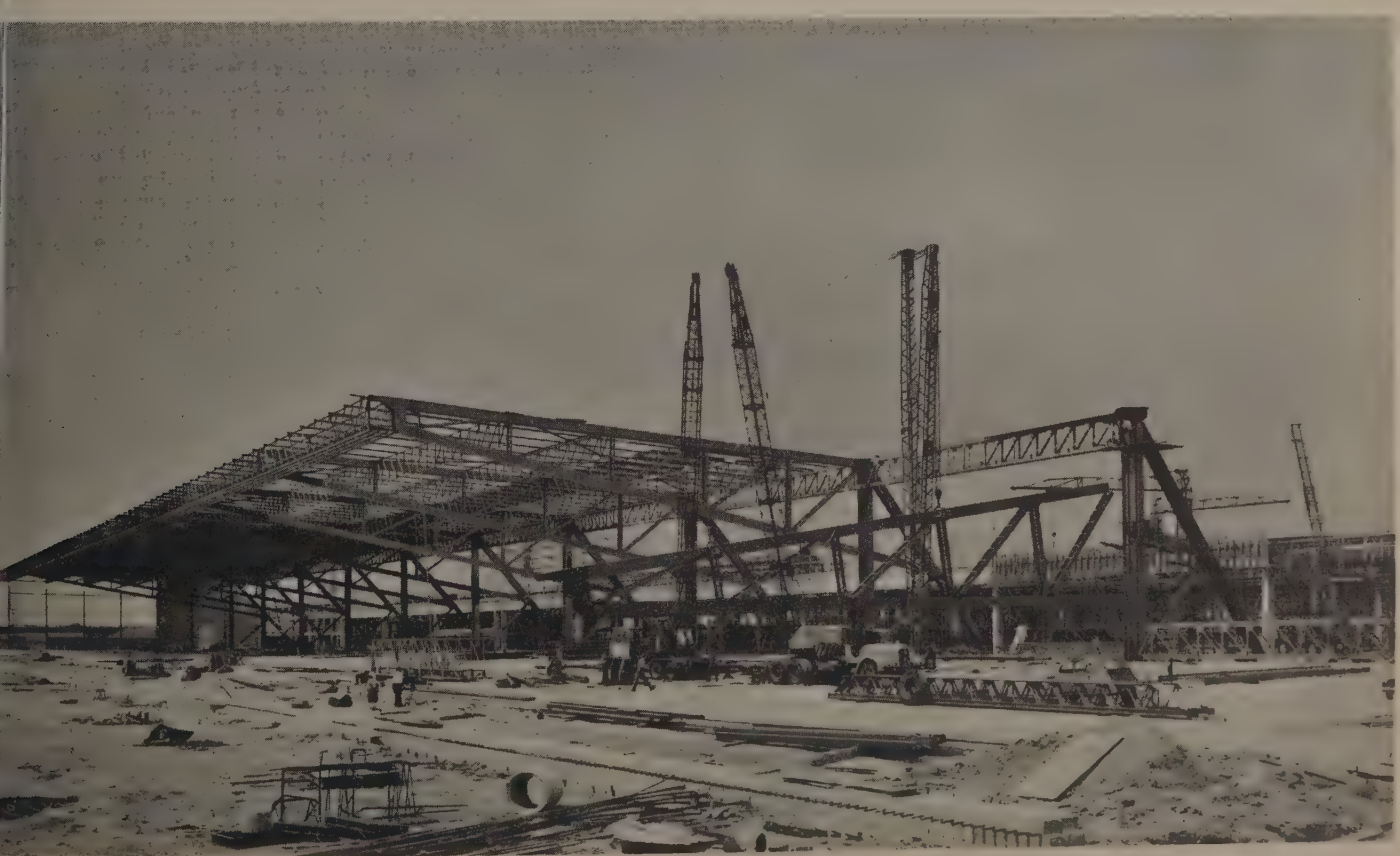
La mise en place des poutres principales - qui seule comporte quelques difficultés - a été faite après assemblage des poutres au sol à l'aide d'un mât capable de soulever 20 tonnes. L'extrêmité des poutres était supportée par deux grues permettant de réaliser des mouvements de faible amplitude et amener ainsi les parties à assembler face à face.

Les "Queues de Console" livrées sur chantier en éléments séparés - poteau, tirant et diagonale - sont assemblées après levage.

Les déformations des poutres principales ont été calculées avec précision sous les différents cas de charge :

- leur poids propre,
- le poids d'ossature avec les poutres de guidage,
- le poids de la couverture.

Photo 2.- Vue d'ensemble
du chantier de montage le 5-8-59



de façon à déterminer exactement la cote de réglage du nez par rapport au niveau des rails des portes pris comme niveau de référence. L'altitude des poutres de nez a été obtenue et vérifiée à l'aide d'un mât-pige dont la longueur pouvait être réglée exactement à l'aide d'un vérin à vis.

Le montage des éléments de remplissage ne présentait aucune difficulté et n'a fait l'objet d'aucune disposition spéciale.

La mise en place de l'ossature commença le 10 avril 1959 et fut terminée le 4 septembre 1959.

Le poids total est d'environ 1 050 tonnes.

FONDATIONS

Les fondations comprennent :

- 10 massifs pour poteaux,
- 10 massifs pour tirants.

Chaque tête de massif d'un poteau est reliée au massif du tirant correspondant par une longrine en béton armé de 1,40 m de la largeur et de 0,50 m de hauteur.

Dimensions des massifs :

- le massif PM 1, extrêmité Ouest, à

7,50 m de longueur (parallèlement à la ligne des poteaux)
6,00 m de largeur
5,00 m de hauteur

- les massifs P 2 à PM 9 (d'Ouest vers Est), ont :

6,50 m de longueur
5,00 m de largeur
3,75 m de hauteur

- le massif PM 10

7,50 m de longueur
6,00 m de largeur
3,75 m de hauteur

Tous ces massifs se terminent en forme de pointe de diamant, la section en tête de tous les poteaux ayant 2m de longueur et 1,20 m de largeur.

Les massifs des tirants sont des parallélépipèdes rectangles de 4 m de hauteur environ, et de :

7,00 m de longueur
5,00 m de largeur
} pour les tirants 1 et 10

et de

5,60 m de longueur
5,00 m de largeur
} pour les passifs courants

Les efforts de soulèvement des tirants sont transmis au béton par 16 boulons d'ancrages de 52 mm de diamètre pour les tirants des poutres courantes, et de 60 mm pour les tirants des poutres maîtresses d'extrêmité.

La profondeur d'ancrage est de 2,20 m environ.

Les pieds de poteaux sont assemblés par des boulons de mêmes dimensions.

La mise en place de ces boulons au moment du ferraillage a exigé un soin tout particulier. Elle a été faite à l'aide de gabarits en acier où les axes principaux étaient soigneusement repérés. Pendant le coulage et le vibrage du béton ces axes ont été visés en permanence à la lunette.

Les pignons reposent sur des murs de soutènement formant paroi des galeries latérales.

La pression sur le sol a été admise à 2 kg/cm².

Ces travaux ont été réalisés par la Compagnie Française d'Entreprises, 31-37, boulevard de Montmorency à Paris et par la Société C.E.N.O., 32, rue de Ponthieu à Paris.

J. LE CHEVALIER

Ingénieur à la Compagnie Française d'Entreprises



Photo 3.- Poutre console P.M. 10 en cours de levage.

Annexes - Sheds terminés - Vue d'ensemble.



LES ANNEXES DU HANGAR N 6

(Les Entreprises Labalette, Frères et C^ie^)

Les visites de chantier organisées par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics ont pour le technicien un double intérêt : le mettre au courant des techniques nouvelles ou des améliorations mises au point par ses confrères et lui faire connaître les travaux qui, par certaines particularités, posent au constructeur des problèmes d'intérêt général qui, une fois l'ouvrage terminé, ne sont plus toujours apparents.

Le chantier que vous allez visiter fait plutôt partie de cette deuxième catégorie d'ouvrages, la difficulté essentielle qu'on a dû vaincre étant la rapidité d'exécution imposée par le délai de 300 jours imparti aux travaux de béton armé et d'étanchéité de l'ensemble qui représente environ 10 millions de nouveaux francs.

La variété des ouvrages exécutés, qui vont de l'ovoïde aux voiles minces, la complexité de leurs structures, qui doivent répondre à des fonctions très différentes, enfin le problème de coordination que pose la réalisation d'une construction destinée à de nombreux utilisateurs, nous ont obligés, pour pouvoir les réaliser dans le plus court délai, à adopter des principes de construction et des méthodes de travail adaptées particulièrement à chaque partie de l'ouvrage.

Ceci s'est traduit, comme vous le verrez par la description de l'organisation du chantier, par une diversité et une dispersion peu courantes des moyens de mise en oeuvre. On a fait appel à la préfabrication lourde, mais seulement dans la mesure où elle permettait de gagner sur le temps d'exécution total. Souvent, le plancher traditionnel a remplacé le plancher préfabriqué qui, compte tenu des nombreuses suggestions particulières : trémies, etc., ne permettait plus d'aller assez vite.

On a même renversé l'ordre normal d'avancement d'un chantier, en réalisant par exemple dans l'atelier le niveau couverture avant le plancher intermédiaire. Ceci nous a permis de gagner au départ le temps qu'on aurait passé à avancer suffisamment le chantier du plancher intermédiaire pour permettre de démarrer le niveau supérieur. On a gagné de cette façon environ 20 jours sur le délai d'ensemble, en fin de travaux, le plancher intermédiaire étant terminé en même temps que les travaux d'étanchéité.

Pour réaliser le plancher du sous-sol du Bâtiment Atelier, plancher qui s'étale en longueur, on a fait appel à la préfabrication lourde. La mise en place des poutrelles d'un poids de 3500 kg était assurée par une grue de 45 tm roulant au niveau du sous-sol.

Pour la couverture du même bâtiment, on a renoncé à la préfabrication pour pouvoir étaler rapidement le plancher préfabriqué du sous-sol sans attendre la réalisation des sheds pour la construction desquels on disposait d'une technique propre à l'entreprise, technique qui permettait de suivre de très près le chantier du plancher haut du sous-sol en utilisant un coffrage-outil glissant, comme on le verra plus loin.

Deux grues G 12 roulant l'une sur le terre-plein, l'autre sur le plancher haut du sous-sol alimentaient le chantier supérieur.

Enfin, l'étage intermédiaire n'était réalisé, comme je viens de vous le dire, qu'après l'avancement du chantier des sheds. Sa réalisation faisait encore appel aux préfabriqués, mais cette fois-ci on avait limité le poids des éléments, de façon à permettre leur mise en place par des engins plus légers que le plancher du sous-sol pouvait supporter sans être renforcé ni étayé.

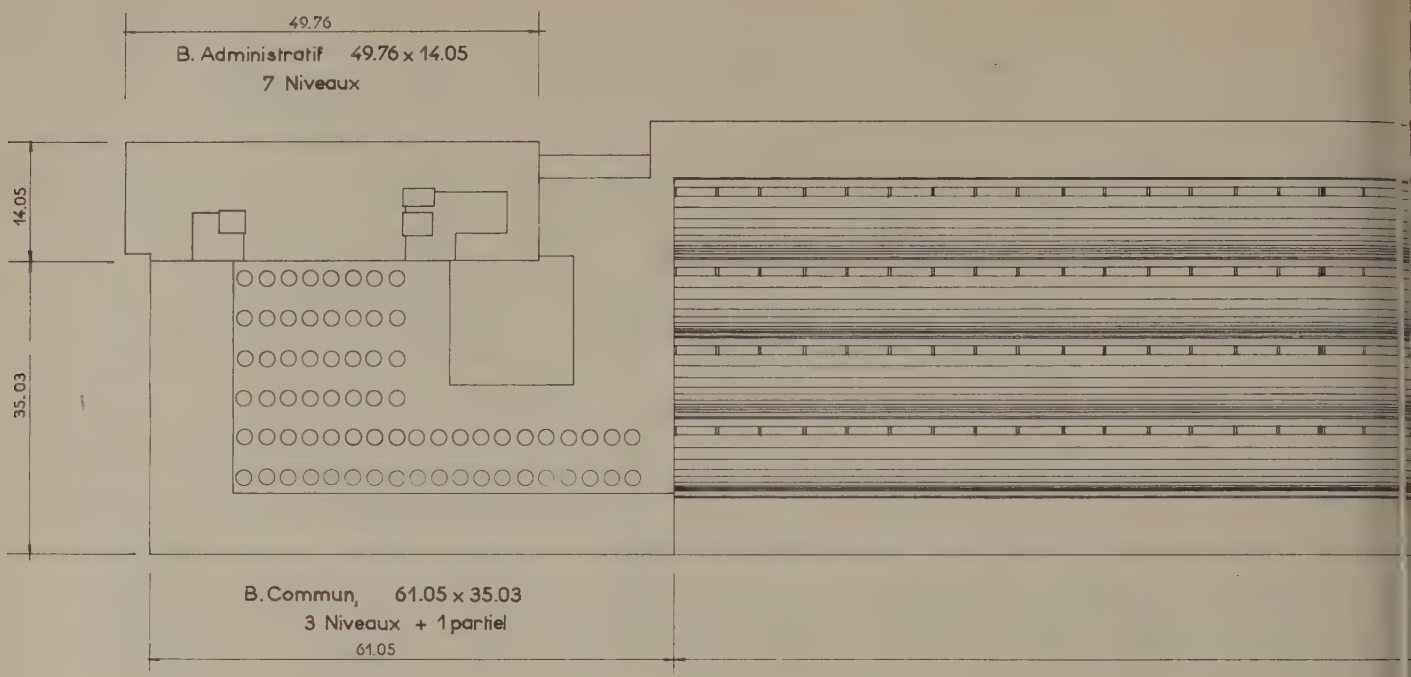
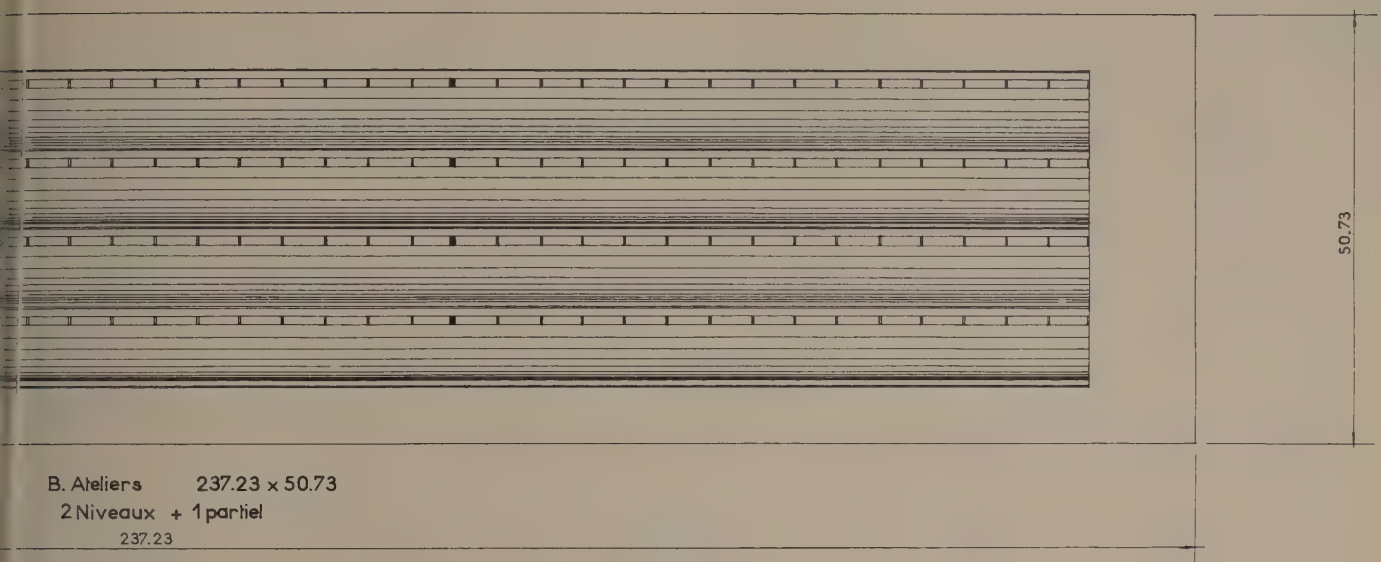


Fig. 1.- VUE D'ENSEMB

Photo 1.- Intérieur de l'atelier
(voir rampes lumineuses et chauffage)





Le plan schématique d'avancement (fig. 2) vous indique la situation de chantier au jour 130 et au jour 260. Vous remarquerez que la grue qui avait servi à la réalisation du plancher haut du sous-sol a été utilisée pour la réalisation du bâtiment d'about Est après l'avoir sortie de l'enceinte du Bâtiment atelier. Vous remarquerez aussi qu'une autre grue du même type avait servi, suivant la même technique, à la réalisation du plancher haut du sous-sol du bâtiment commun et qu'elle a été aussi utilisée en grue fixe du côté Ouest pour la finition du bâtiment commun.

Le bâtiment administratif était desservi par une G 30 roulant à l'extérieur sur la façade Nord à l'emplacement de la rampe.

Dans l'ensemble des bâtiments commun et administratif qui s'apparentent plutôt à un immeuble courant, on a utilisé surtout des techniques traditionnelles en recourant pour certains ouvrages seulement à la préfabrication. On a réalisé ainsi en préfabriqué les appuis des "skydômes", les façades du Bâtiment Administratif et, partiellement, les planchers hauts du sous-sol. Pour réaliser les étages du Bâtiment Administratif, on a utilisé des poutrelles-supports en treillis métallique et des hourdis à ailettes, en évitant ainsi le coffrage traditionnel.

La mise en place du béton a été faite à l'aide de la pompe à béton et de "Placy" pour le mur banché et le plancher haut du sous-sol, à l'aide des grues et de dumpers pour le reste des ouvrages.

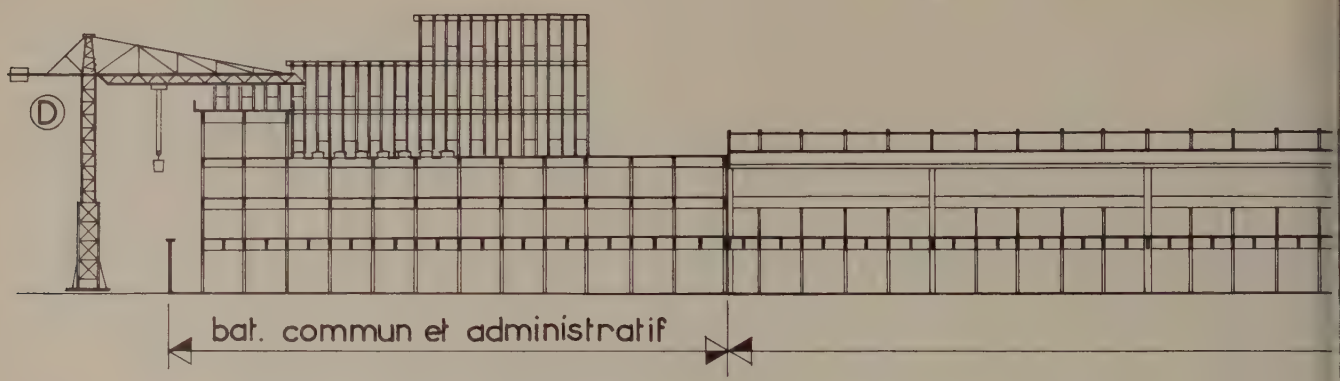
La fabrication du béton était faite dans une centrale de béton d'une capacité de 250 m^3/jour et dans deux postes secondaires ayant pour but de diminuer la distance de transport et de rendre l'installation plus souple.

Dans le bilan du chantier, le poste équipement a évidemment subi le contrecoup de la variété des techniques de mise en oeuvre. Par contre, la dépense de main-d'oeuvre par rapport aux matériaux mis en oeuvre nous a paru satisfaisante et, vu l'importance qu'avait pour l'Aéroport le respect des délais, nous pensons que la méthode appliquée était valable.

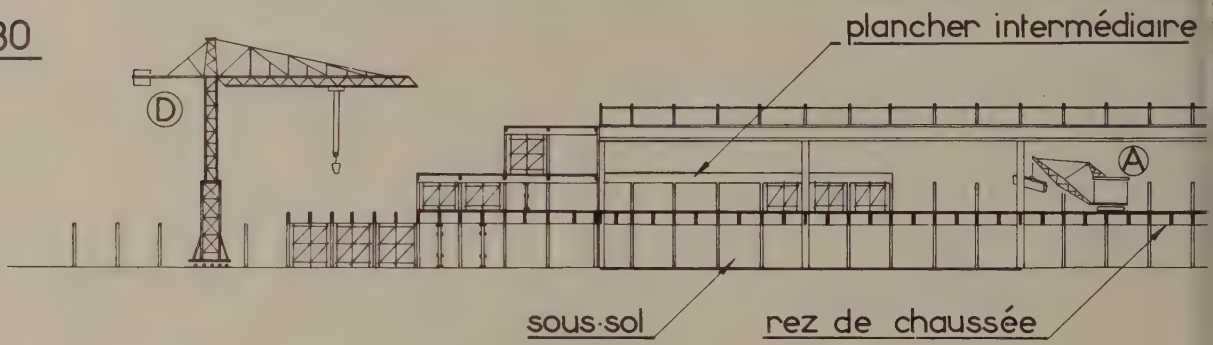
Avant de vous dire quelques mots sur la mise en oeuvre du plancher haut du sous-sol, les caractéristiques de la couverture de l'atelier, enfin sur les panneaux préfabriqués de la façade du bâtiment administratif, je vous donnerai quelques chiffres qui font ressortir l'importance de l'ouvrage compte tenu surtout du délai de réalisation :

- Surface totale des planchers	26 800 m^2
- Surface de la couverture en sheds	8 300 m^2
- Volume total du béton armé	12 000 m^3
- Tonnage d'acier	1 100 t

AU JOUR 260



AU JOUR 130



VUE EN PLAN

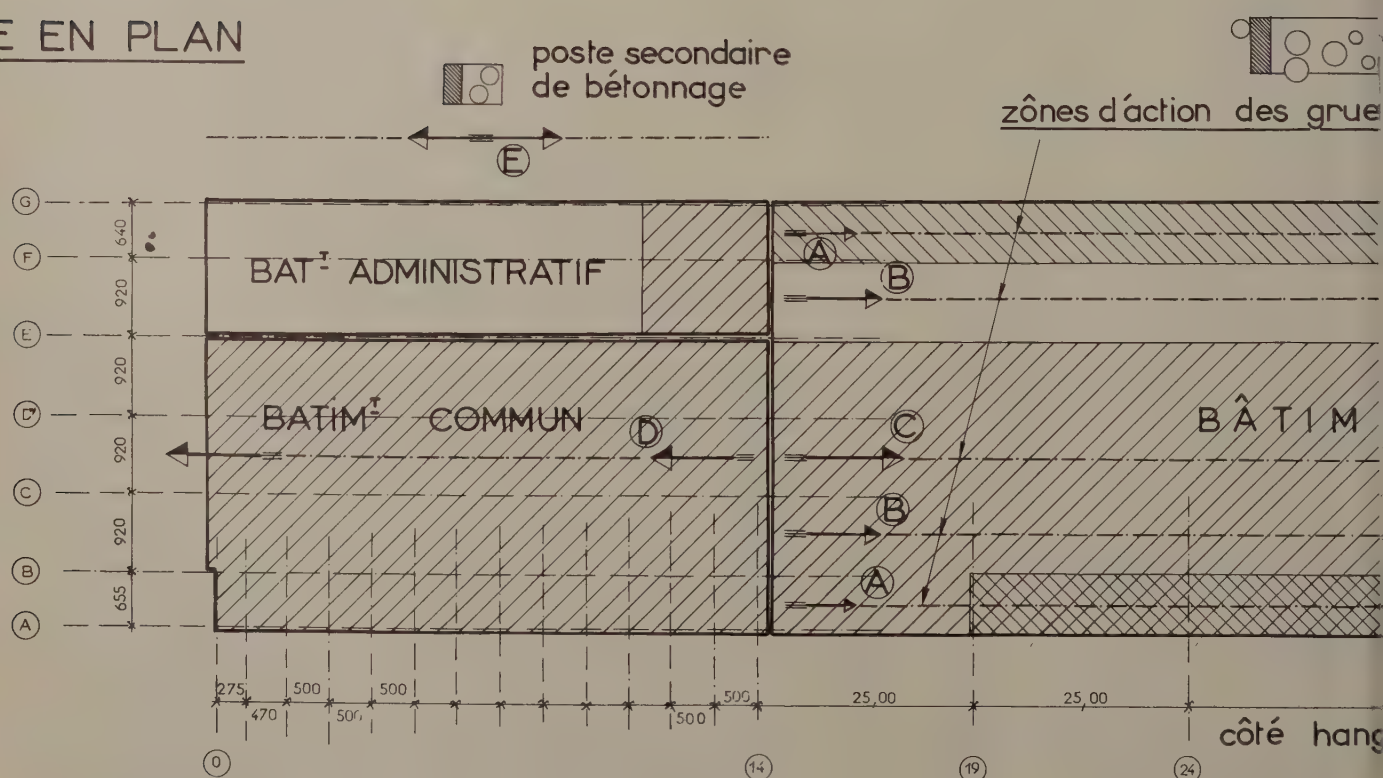
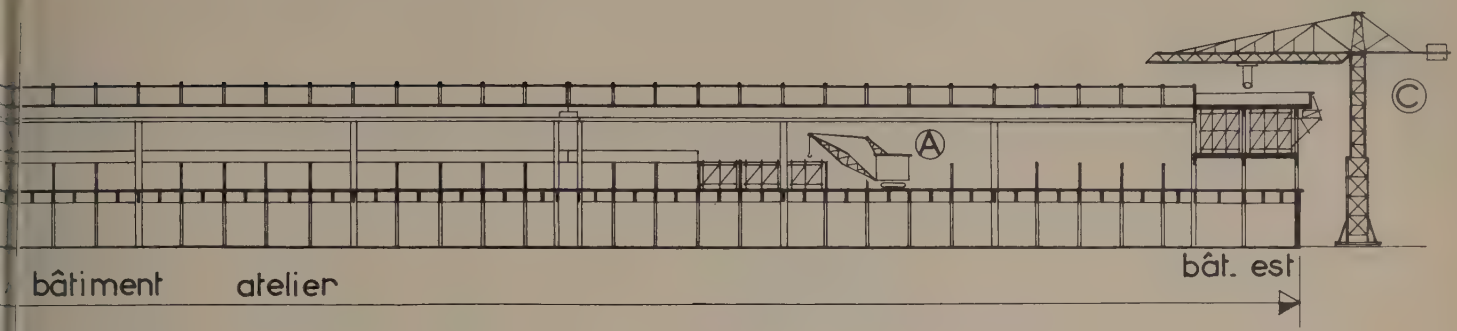
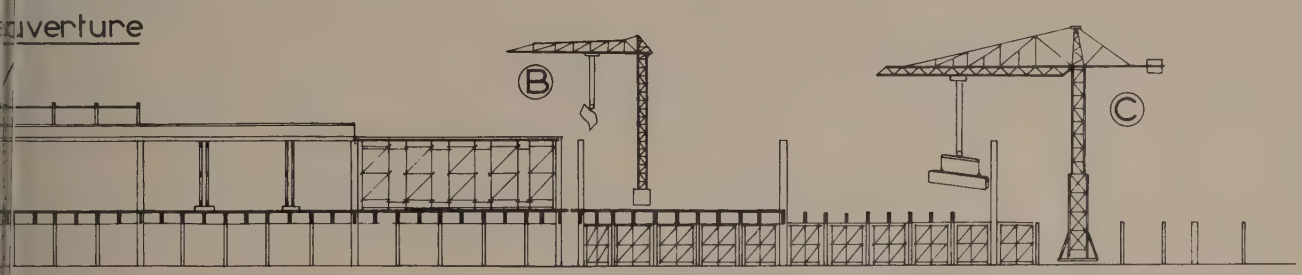
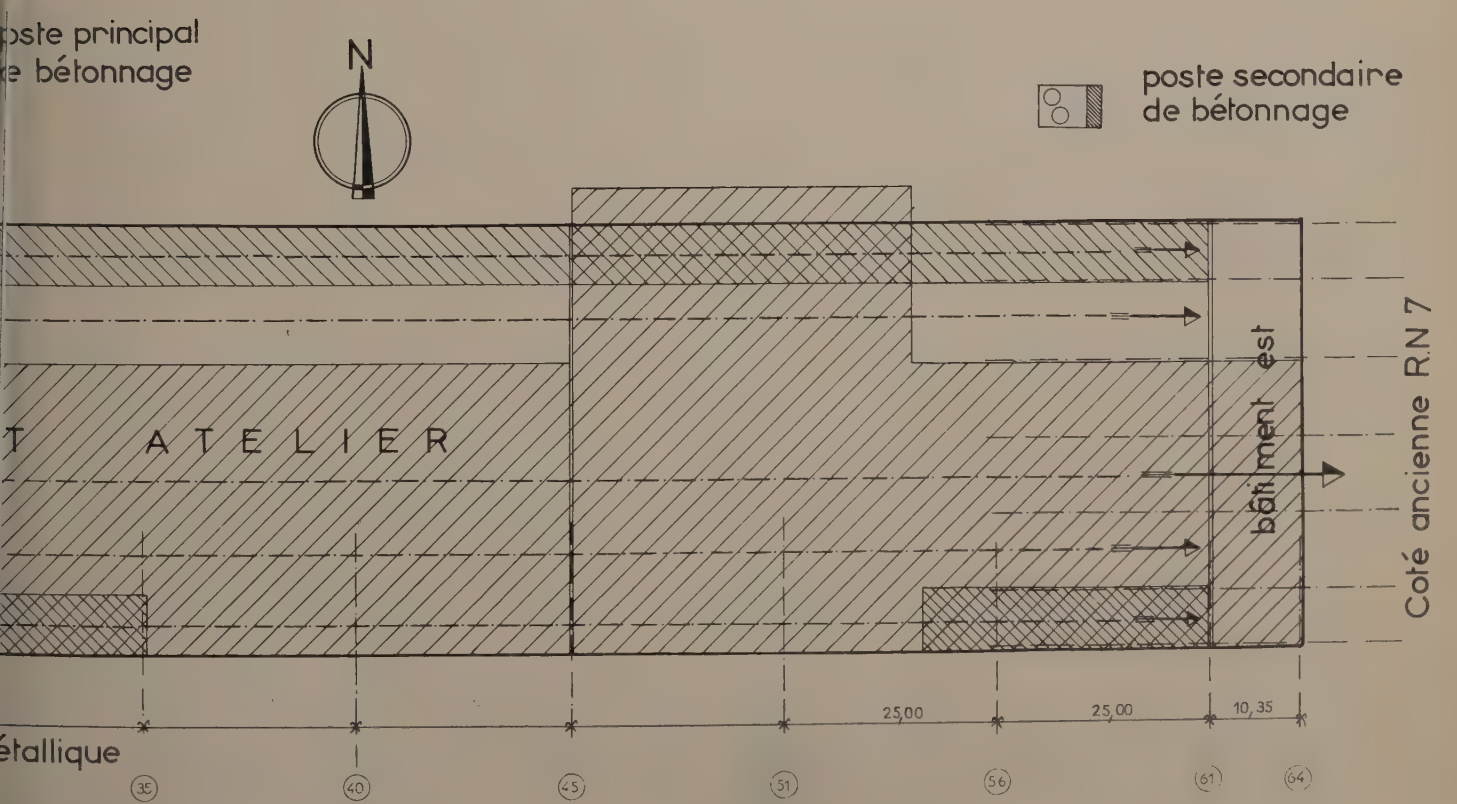


Fig. 2.- AVANCEME


Ⓐ
Ⓒ
bâtiment atelier
bât. est


Ⓑ
Ⓒ


poste principal
de bétonnage
N
poste secondaire
de bétonnage
ATELIER
bâtiment est
Coté ancienne R.N 7
25,00
25,00
10,35
35
40
45
51
56
61
64

ES TRAVAUX

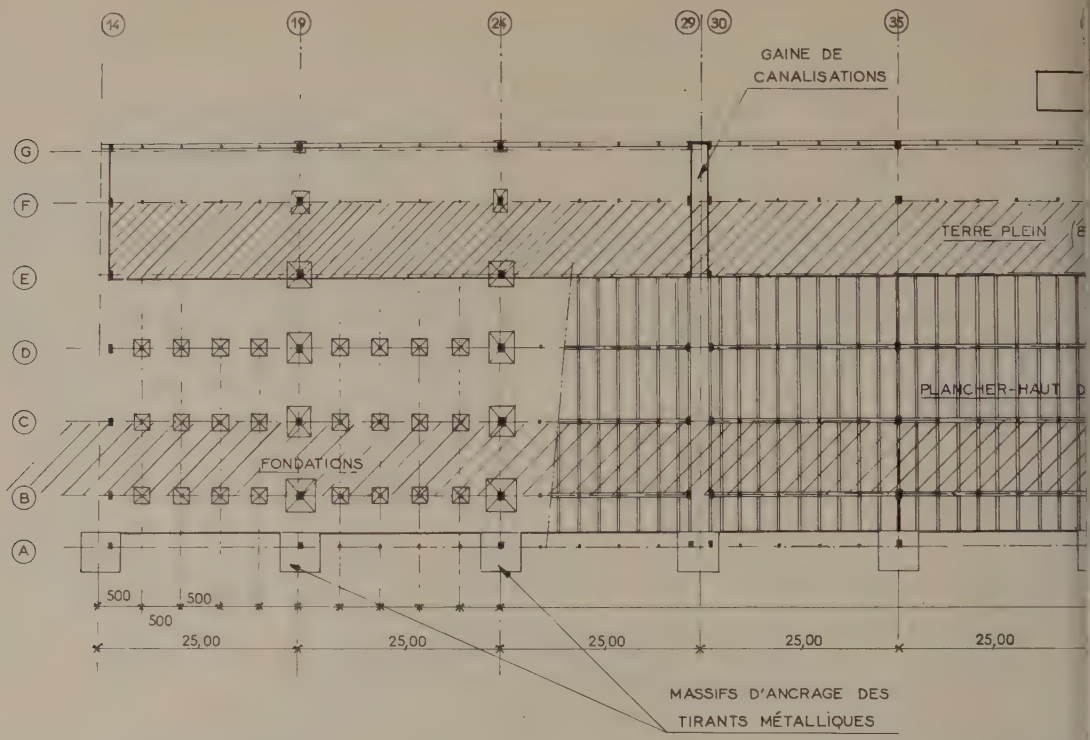


Fig. 3.- ATELIER, INFRASTRUCT

Pour la réalisation de ces travaux, plus de 550 plans d'exécution ont été fournis par notre Bureau d'Etudes, plans vérifiés dans le plus court délai et avec des soins méticuleux par les Services de l'Aéroport qui nous ont facilité au maximum la tâche.

COUVERTURE DU BATIMENT ATELIER

La couverture du bâtiment atelier est l'application d'un procédé breveté que nous réalisons depuis dix ans et que nous préconisons, en particulier pour la réalisation d'usines à toiture porteuse. La première application de ce procédé à un atelier équipé de ponts roulants longitudinaux, a été faite par nous en 1956 pour la construction d'une usine de moteurs électriques à Aubigny-sur-Nère.

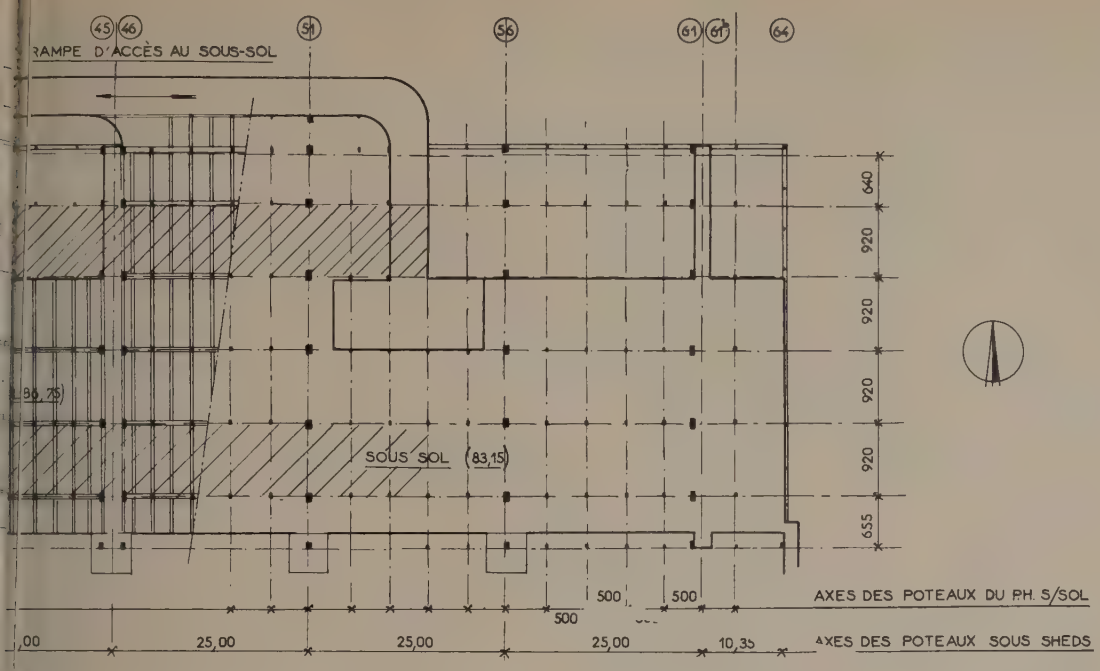
La forme du shed porteur est dessinée de façon à permettre l'insertion du pont roulant se déplaçant longitudinalement, en prenant appui sur un talon situé à la base de la retombée de la couverture. Ce talon facilite aussi la réalisation économique de la toiture, comme nous le verrons plus loin.

L'intérêt principal de cette forme de shed réside dans le fait qu'on peut en faisant une très faible dépense supplémentaire par rapport à une couverture courante, prévoir l'installation de ponts roulants et cela sans surélever au départ la construction par rapport à une toiture-parapluie habituelle.

Sur la figure 3, vous voyez les zones hachurées qui représentent les parties de l'atelier qui sont équipées avec des ponts roulants dans l'immédiat, le reste de l'atelier étant simplement étudié de façon à permettre l'insertion de nouveaux ponts roulants. Cette prévision d'avenir ne représente qu'une dépense supplémentaire de l'ordre de 6% sur la valeur de la structure en béton armé.

La maille courante de l'atelier est de 25 x 9,20 m. Tous les 75 m, comme vous le voyez sur la figure 3, il est ménagé entre les poteaux de joint une cheminée permettant la communication avec l'extérieur dans l'axe de la poutre-chéneau, cela sans gêner nullement le passage des ponts roulants. La figure 4 vous donne le détail du dispositif prévu à cet effet.

L'équilibre transversal des sheds est assuré par la compensation mutuelle des poussées et par les deux terrasses de rives (voir coupe transversale n° 5) qui transmettent à l'aide des portiques d'extrêmités les poussées de la couverture au sol.



PLANCHER HAUT DU SOUS-SOL

L'épaisseur minimum du voile de couverture est de 6 cm ; les nervures extradossées de 58 cm de hauteur maximum sont espacées de 5 m pour des raisons d'architecture, les calculs de ce type d'ouvrages permettant de dépasser largement cette portée.

L'épaisseur moyenne du béton de la couverture, y compris les talons-support des ponts roulants s'élève à 14 centimètres.

La photo n° 2 vous montre les différentes phases de la mise en oeuvre de la couverture et le principe de sa réalisation. Dans la première travée, vous voyez l'échafaudage sur lequel on coule les talons de la poutre en Y. Au pied de cet échafaudage, les panneaux en bois et contreplaqué servant à la réalisation de la poutre en Y. Dans la 3e travée, le coffrage mobile sur vérins servant à la réalisation de la couverture proprement dite, coffrage qui se déplace longitudinalement sur les talons-support des ponts roulants.

Le coffrage du voile était recouvert par des feuilles de contreplaqué de 1 cm d'épaisseur. Le coffrage des retombées dont le rayon de courbure est beaucoup plus faible et l'usure moins grande était recouvert d'un contreplaqué de 5 mm seulement. Le déplacement d'un ensemble couvrant une surface de 230 m² se faisait, y compris le réglage à sa nouvelle position en environ trois heures.

Une fois le chantier de couverture lancé sur toute la largeur du bâtiment et sur une profondeur de 25 m, on a avancé à une cadence de 75 m par mois, en décoffrant et ripant tous les 10 jours, cela sans utiliser aucun moyen d'accélérer le durcissement du béton.

Le décoffrage rapide des voiles dans ce procédé de construction est justifié par la faible contrainte que ces voiles doivent supporter avant le décintrement des poutres en Y qui se fait plus tard. Le décintrement des poutres en Y n'intervient que lorsque le béton des voiles est capable de supporter les contraintes supplémentaires qui naissent du fait de la co-action de la partie en voile mince et de la poutre en Y après enlèvement des étais.

PLANCHER HAUT DU SOUS-SOL EN ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS

Le plancher haut du sous-sol du bâtiment atelier ainsi que celui du bâtiment commun, qui représentent 10 800 m², ainsi que les planchers intermédiaires des bâtiments ateliers et les terrasses Nord et Sud de l'atelier dont la surface totale s'élève à 5 400 m² sont réalisés à l'aide de poutrelles préfabriquées d'un poids maximum de 3 500 kg.

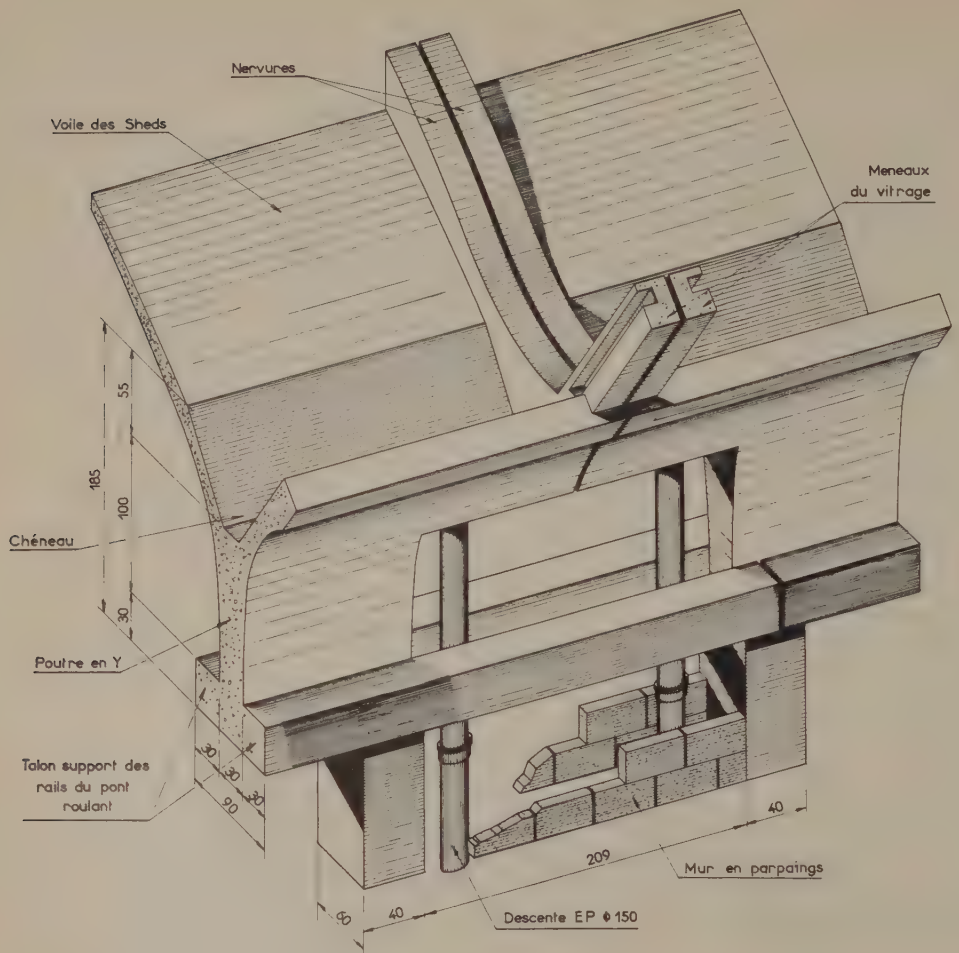


Fig. 4.- JOINT DE DILATATION DES POUTRES EN Y



Photo 2.- Vue du chantier des sheds en cours de réalisation

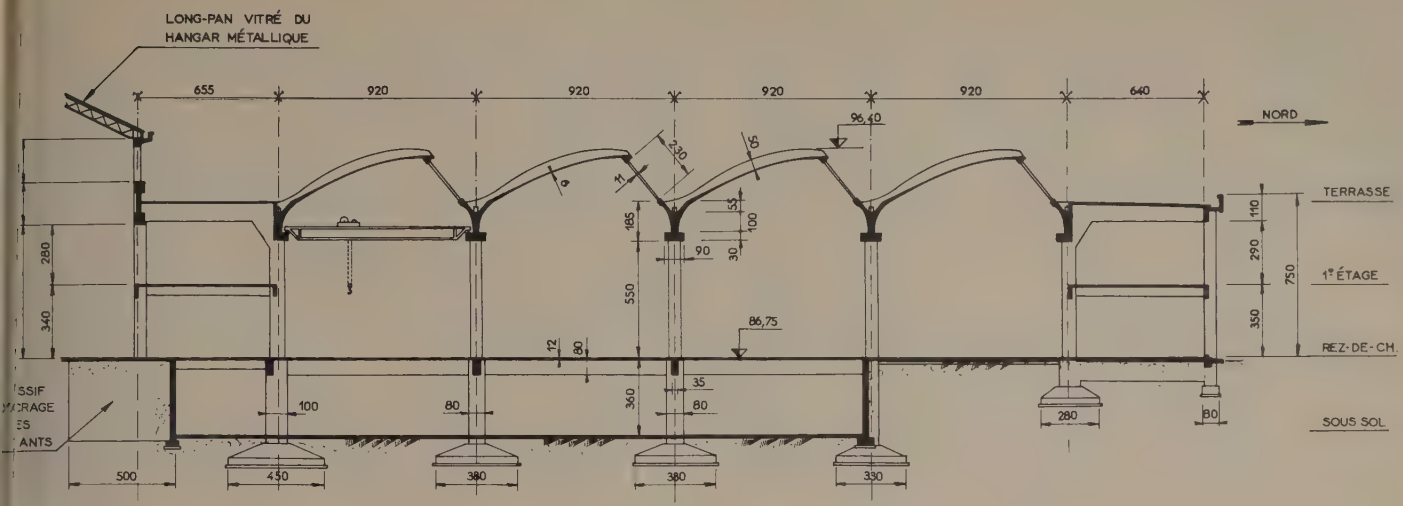


Fig. 5.- COUPE TRANSVERSALE DE L'ATELIER

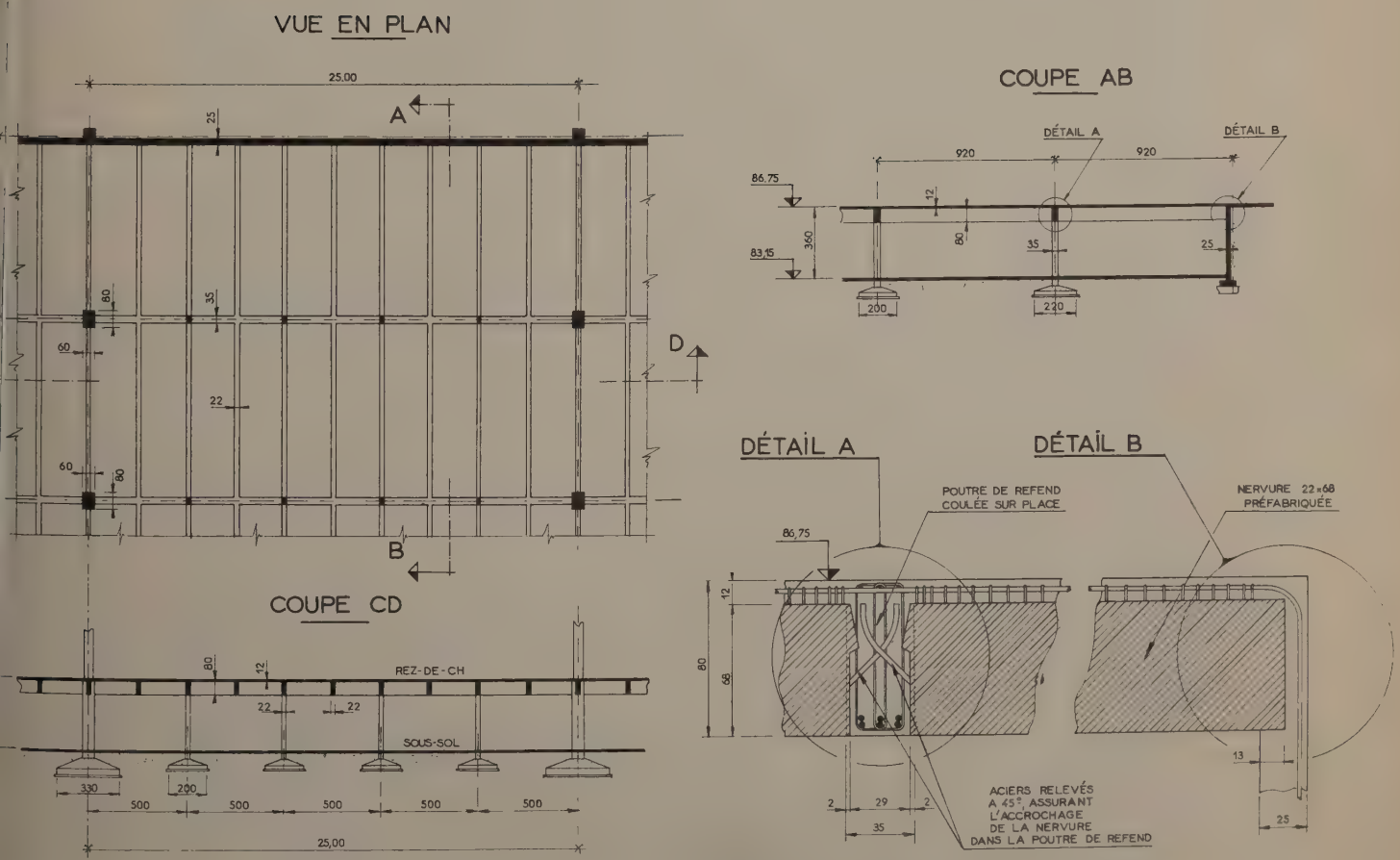


Fig. 6.- PRINCIPE DE POUTRAISON DU PLANCHER-HAUT DU SOUS-SOL

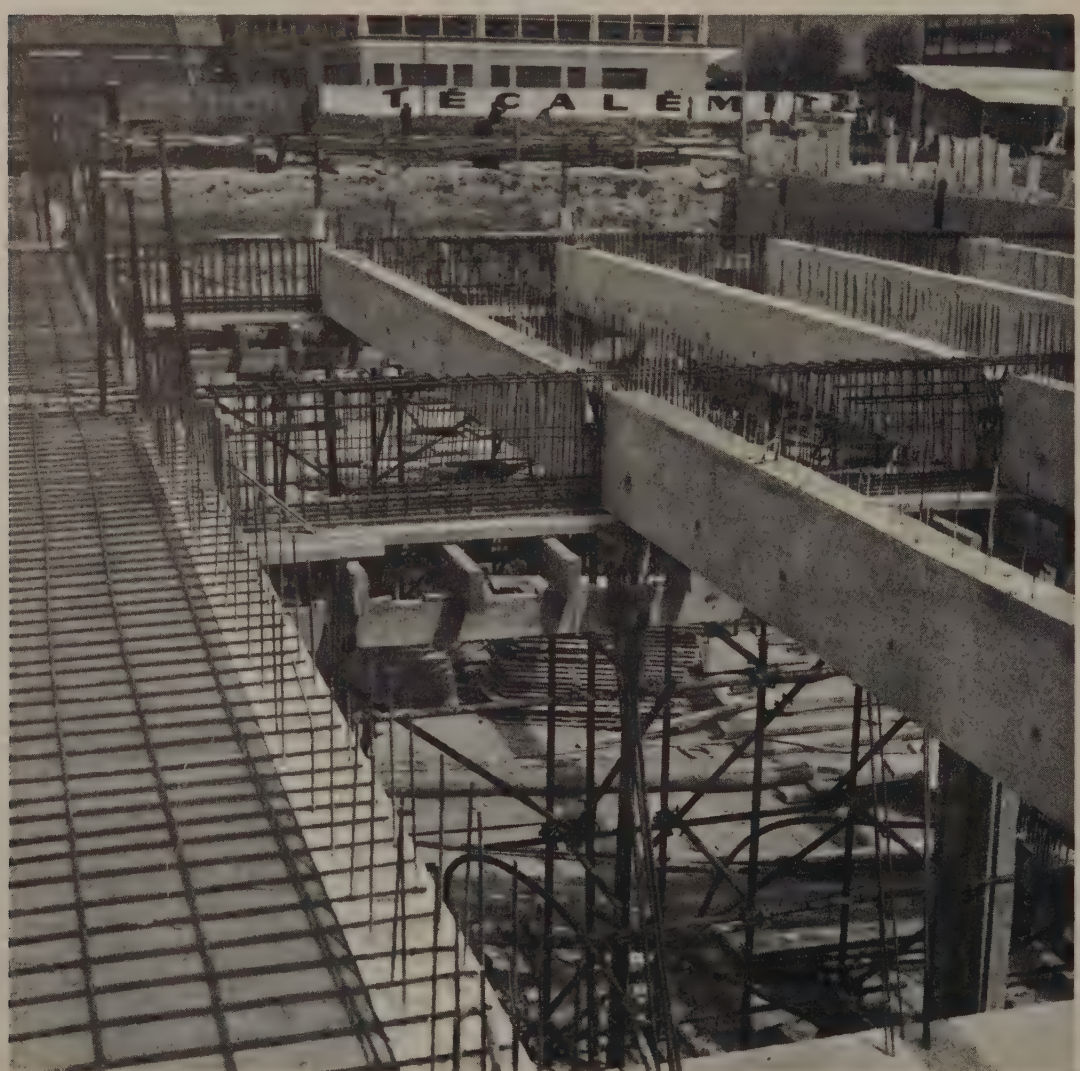
La figure 6 vous indique la cellule-type du plancher haut du sous-sol en cours d'exécution. Les poutres de rives reposent d'un côté dans des encoches prévues dans le mur banché du sous-sol, d'un autre côté sur un échafaudage formant fond de moule des poutres maîtresses. Les poutres intérieures reposent sur deux échafaudages dont la face supérieure est au même niveau que la sous-face des poutres préfabriquées. Les éléments préfabriqués portent tous les 1 m un trou permettant de fixer le coffrage de la dalle du rez-de-chaussée. Cette dalle qui fait 12 cm d'épaisseur est calculée pour supporter une charge uniformément répartie de 1 200 kg par m² ou une charge ponctuelle de 6 tonnes, qui représente la réaction des tracteurs utilisés pour le déplacement des avions dans le hangar.

La photo n° 3 vous montre les poutres préfabriquées posées sur l'échafaudage avant le montage du coffrage des dalles. Le coulage de la dalle se faisait en même temps que celui des poutres maîtresses. La faible contrainte sous poids propre de ces poutres et de la dalle permettait un décoffrage à 5 jours et un avancement très rapide du chantier.

La préfabrication des poutrelles se faisait sur des chantiers volants, suivant de près l'avancement du chantier. La pose des éléments préfabriqués était faite par une grue de 45 tm roulant longitudinalement au niveau du sous-sol dans la travée centrale.

Le coulage du plancher se faisait à l'aide de la pompe à béton. La cadence moyenne de réalisation du sous-sol était de 2 500 m² par mois.

Photo 3.- Plancher haut du sous-sol
de l'atelier en cours de travaux



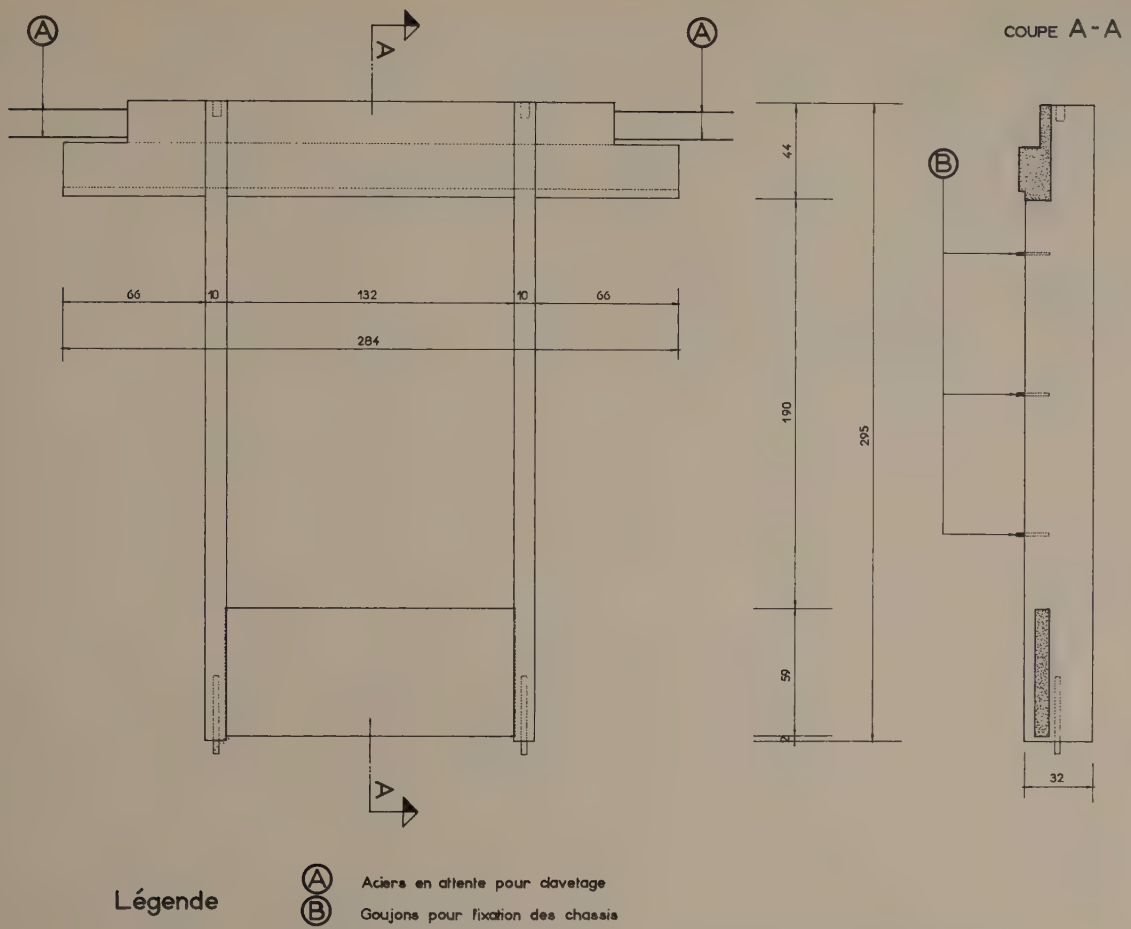


Fig. 7.- ÉLÉMENT DE FAÇADE DU BATIMENT ADMINISTRATIF

FAÇADE DU BATIMENT ADMINISTRATIF

Le bâtiment commun et administratif dont la complexité ne vous échappera pas au cours de la visite, ne permettait l'application d'aucun procédé non traditionnel ayant pour but une réalisation plus économique.

Les façades du bâtiment administratif ont pourtant été réalisées en préfabriqués, mais cela non pas pour des raisons d'économie, mais pour assurer une meilleure réalisation des poteaux de très faible section qui montent sans interruption sur 20 m de hauteur et surtout pour augmenter le coefficient de sécurité de ces poteaux qui font seulement 10 cm de largeur et qui, sous la charge de 27 t, présentent des risques de flambement. En réalisant, comme le montre la figure 7 des éléments préfabriqués formés par deux poteaux, le voile allège et la poutre chaînage, on diminuait la hauteur de flambement des poteaux et on arrivait ainsi à un coefficient de sécurité normal.

Le découpage des linteaux au milieu de la travée est dû au fait de la très faible largeur des poteaux qui n'offrait pas une section d'appui suffisante pour insérer dans de bonnes conditions des linteaux préfabriqués.

Pour la fabrication des 230 panneaux nécessaires qui présentent dans l'ensemble des façades 15 types différents, l'entreprise a utilisé 6 coffrages-outils réglables en bois et contreplaqué.

La mise en place des éléments de façade d'un étage se faisait en 3 jours, ce qui était compatible avec l'avancement normal du chantier.

Cette solution, à laquelle nous avons été amenés pour respecter les équarrissages du projet de l'Administration, est peut être à retenir dans le cas de façades à ossature très grêle.

A. Samuel

Directeur Technique des Entreprises LABALETTE

(Reproduction interdite)

SUPPLÉMENT AUX ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS, Nos 147-148 DE 3-4-60

LE DIRECTEUR-GÉRANT P. GUÉRIN

IMPRIMERIE J. et R. SENNAC
54, RUE DU FAUB. MONTMARTRE
2-4-60 - No D'IMPRIMEUR 10 027

DÉPOT LÉGAL 2e TRIMESTRE 1960

REVÊTEMENTS DE SOL et planchers Chauffants

— Vous avez un sol chauffant.
— Que mettrez-vous comme revêtement?
— Ce revêtement peut faire varier de 40 % le rendement de votre installation.

La gamme étendue des fabrications ne facilite pas le choix d'un revêtement de sol. Mais ce choix est encore plus délicat si le sol à recouvrir est un plancher chauffant, car deux facteurs interviennent alors : le pouvoir isolant du revêtement et la quantité de chaleur émise par le plancher chauffant. L'étude de quelques exemples montre dans quelle mesure il est possible de modifier, d'une façon appréciable, la température d'une pièce en recouvrant le plancher par un revêtement plutôt que par un autre. Il n'est pas tenu compte des qualités mécaniques des revêtements (résistance, plasticité, usure).

Tableau I

Matériaux	Masse g/m²	Densité apparente	R	λ (1) équivalent
Carreaux plastiques	3 200	1,64	0,009	0,216
Linoléum	2 540	1,27	0,013	0,153
Carreaux de grès (10 cm × 10 cm)	20 000	2,10	0,016	0,593
Bulgomme	3 280	0,66	0,057	0,087
Sisal	1 940	0,39	0,059	0,085
Parquet	12 250	0,70	0,145	0,130
Plastifeutre	2 140	0,43	0,11	0,045
Poil d'animal	1 290	0,215	0,091	0,066
Moquette de laine	1 920	0,27	0,163	0,043
Balsan (moquette pure fibrane)	1 240	0,18	0,157	0,054
Thibaude	453	0,15	0,061	0,049

(1) Cf. N.I. 39 - Valeurs des symboles λ, K_p, K_f et K.

***

Le fluide, porté à une certaine température (T) et circulant dans les serpentins, émet une quantité de chaleur appelée Q. Cette quantité de chaleur émise ou transfert de chaleur se décompose en deux parties :

— Quantité de chaleur émise vers le haut Q_h,
— Quantité de chaleur émise vers le bas Q_b,

Ces quantités de chaleur se calculent en kilo-calorie-heure au mètre carré en degré centigrade (Kcal/h/m²/° C).

On conçoit facilement que ces quantités de chaleur émises soient freinées par l'interposition de divers matériaux. Les matériaux possèdent en effet une résistance thermique R. Cette résistance est fonction de la densité du matériau, de sa masse-gramme au mètre carré et de l'épaisseur. Le tableau I ci-contre donne la résistance de quelques matériaux et le tableau II, la résistance de certains d'entre eux avec leur support habituel.

Tableau II

Matériaux	R	$K_p = \frac{\lambda}{e}$
Poil d'animal + thibaude	0,151	6,6
Moquette de laine + thibaude	0,220	4,54
Balsan + thibaude	0,217	4,6

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS — SERVICE DE RENSEIGNEMENTS TECHNIQUES — 9, RUE PAUL VALÉRY — PARIS (XVI) — MARS AVRIL 1960

Les résistances thermiques des matériaux .étant connues, il faut, pour calculer l'émission des planchers, tenir compte de :

— L'écartement des tubes de chauffage dans la dalle,

— La température d'entrée du fluide T,

— La température de l'air ambiant t.

Connaissant la résistance thermique des matériaux R_h vers le haut, R_b vers le bas et l'écartement des tubes, d, on peut déterminer un chiffre qui, multiplié par la différence de température du fluide et celle de l'air ambiant (T-t) donne les émissions de chaleur vers le haut et vers le bas. Ce chiffre est appelé **coefficient d'émission.** Les tableaux III et IV ci-après donnent, pour certaines résistances et certains écartements de tubes, les valeurs de ces coefficients.

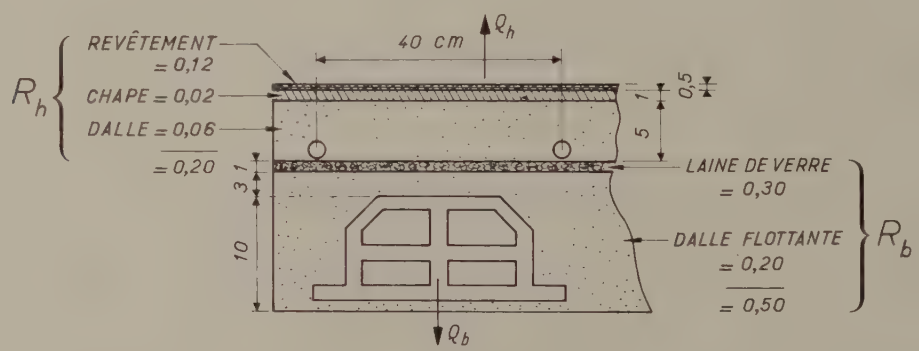


Tableau III. — Coefficients a_h

R_h	R_b	d = 0,14	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60
0,02	0,20	—	—	4,63	3,73	2,36	2,56/2,52
0,02	0,15	—	5,93	—	—	—	—
0,02	0,10	—	5,83	—	—	—	—
0,02	0,04	6,26	5,16	3,78	2,92	—	1,99
0,05	0,50	5,95	5,20	4,13	3,36	2,82	2,39
0,05	0,20	—	4,64	3,74	3,03/3,08	—	—
0,05	0,15	—	4,62	—	—	—	—
0,05	0,10	—	4,79/4,83	—	—	—	—
0,08	0,50	—	—	—	—	—	2,44
0,08	0,15	—	—	—	—	—	2,16
0,08	0,05	—	—	—	—	—	1,87/1,86
0,09	0,06	—	4,03	—	2,53	—	1,77
0,094	0,196	–	4,08	3,41	2,85	2,37	2,20
0,096	0,046	–	3,60	2,76	2,24	1,81	1,47
0,098	0,098	4,35	3,86	3,18	2,62	2,18	1,92
0,10	0,20	–	3,98	3,28	2,75	2,33	2,00
0,20	0,50	3,28	3,02	2,59	2,21	1,92	1,62
0,20	0,15	—	2,85	2,45	2,09	1,83	1,59
0,20	0,10	3,05	2,71	2,29	1,94	1,67	1,38
0,20	0,05	—	2,81	2,13	1,80	1,54	1,37
0,50	0,20	1,76	1,59	1,37	1,18	1,03	0,91
0,50	0,05	1,69	1,50	1,21	0,98	0,83	0,71

Tableau IV. — Coefficients a_b

R_h	R_b	d = 0,14	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60
0,02	0,04	4,43	3,67	2,69	2,08	1,69	1,42
0,096	0,046	—	4,02	3,16	2,50	2,04	1,73
0,50	0,05	4,98	4,42	3,57	2,94	2,47	2,11
0,20	0,05	—	4,42	3,64	3,04	2,56	2,19
0,08	0,05	—	—	—	—	—	1,81/1,80
0,09	0,06	—	3,92	—	2,47	—	1,71
0,098	0,098	3,97	3,48	2,82	2,36	1,87	1,60
0,20	0,10	3,68	3,29	2,78	2,34	2,00	1,73
0,05	0,10	—	3,09/3,20	—	—	—	—
0,02	0,10	—	3,30	—	—	—	—
0,20	0,15	—	3,25	2,78	2,36	2,05	1,79
0,08	0,15	—	—	—	—	—	2,11
0,05	0,15	—	2,56	—	—	—	—
0,02	0,15	—	2,74	—	—	—	—
0,094	0,196	—	2,41	2,13	1,75	1,47	1,25
0,50	0,20	3,02	2,77	2,39	2,08	1,81	1,60
0,10	0,20	—	2,69	2,21	1,86	1,58	1,35
0,05	0,20	—	2,26	1,84	1,51	—	—
0,02	0,20	—	—	1,92	1,55	—	1,02/1,06
0,20	0,50	1,59	1,46	1,25	1,06	0,93	0,83
0,08	0,50	—	—	—	—	—	0,65
0,05	0,50	1,62	1,42	1,12	0,90	0,75	0,64

Exemple :

Une résistance thermique vers le bas de 0,50 et vers le haut de 0,20 avec un écartement des tubes de 40 cm donne un coefficient d'émission vers le haut $a_h = 2,21$ et un coefficient d'émission vers le bas $a_b = 1,06$.

QUELQUES EXEMPLES PRATIQUES.

Comment calcule-t-on la résistance d'un matériau ? Pour calculer les résistances vers le haut et vers le bas, on utilise la formule :

$$R = \frac{\text{épaisseur en mètres (e)}}{\lambda \text{ (1)}}$$

Plus le λ sera petit, plus la résistance sera grande et plus le coefficient d'émission sera faible.

La résistance R d'une dalle en béton armé de 14 cm d'épaisseur sera, par exemple, de $\frac{0,14}{1,4 \text{ (1)}} = 0,10$.

(1) 1,4 étant le λ du béton.

Sur les courbes 1, 2 et 3, ont été portés en ordonnées les coefficients d'émission a_h et a_b en fonction des résistances vers le haut R_h considérées. Il est donc possible d'avoir immédiatement, pour tous les matériaux, les valeurs des émissions par le haut et par le bas.

Les quantités de chaleur émises au mètre carré sont données par les formules suivantes :

Emission vers le haut : $Q_h = a_h$ (T-t).

Emission vers le bas : $Q_b = a_b$ (T-t).

Emission totale . : $Q = Q_h + Q_b$.

Si cette méthode est nécessaire pour l'évaluation des résistances thermiques des constituants du plancher, il n'est pas à conseiller de calculer la résistance thermique des revêtements minces (erreur importante provenant de la mesure de l'épaisseur), mais plutôt d'utiliser directement la valeur de la résistance thermique déterminée en laboratoire.

Premier exemple :

Plancher isolé en dessous par un matelas d'isolation phonique et thermique en laine de verre, posé sur un plancher hourdis de terre cuite.

Prenons les valeurs des coefficients d'émission déterminées par la courbe n° 1.

Les résultats obtenus seront les suivants :

Plancher nu :

$a_b = 0{,}90$ $Q_b = 0{,}90\ (45\text{-}15) = 27$ kcal/h/m²/°C
$a_h = 3{,}35$ $Q_h = 3{,}35\ (45\text{-}15) = 100{,}5$ —
$Q = 127{,}5$ kcal/h/m²/°C

Plancher recouvert de linoléum :

$a_b = 0{,}92$ $Q_b = 0{,}92\ (45\text{-}15) = 27{,}6$ kcal/h/m²/°C
$a_h = 3{,}17$ $Q_h = 3{,}17\ (45\text{-}15) = 95{,}1$ —
$Q = 122{,}7$ kcal/h/m²/°C

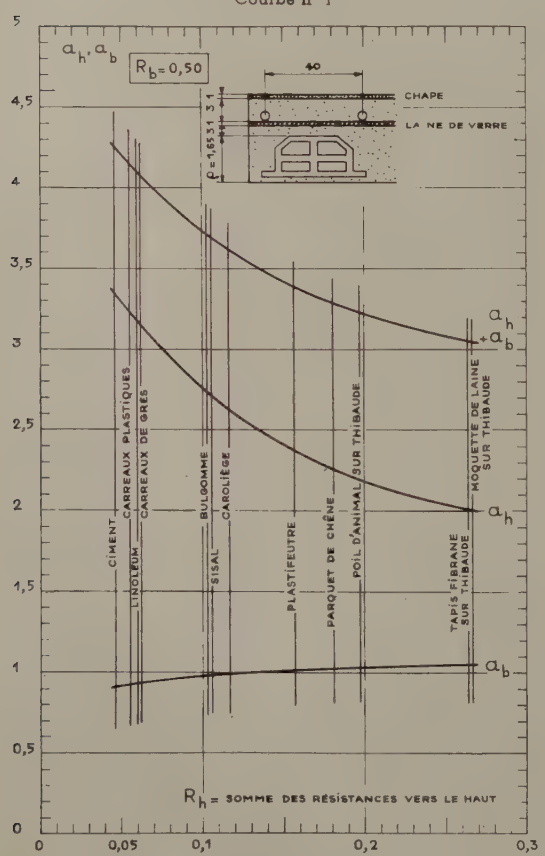
Plancher recouvert de moquette :

$a_b = 1{,}06$ $Q_b = 1{,}06\ (45\text{-}15) = 31{,}8$ kcal/h/m²/°C
$a_h = 2{,}01$ $Q_h = 2{,}01\ (45\text{-}15) = 60{,}3$ —
$Q = 92{,}1$ kcal/h/m²/°C





Courbe n° 1



Nature de la surface du plancher	Emission par le bas		Emission par le haut		Emission totale	Dimin. ou augm. de l'émission totale
ciment nu	27	—	100,5	—	127,5	—
linoléum	27,6	+ 2 %	95,1	— 5,5 %	122,7	— 4 %
moquette de laine + thibaude	31,8	+ 18 %	60,3	— 40 %	92,1	— 28 %

L'émission de chaleur Q d'un plancher, isolé en dessous par de la laine de verre, qui n'est diminuée que de 4 % avec le linoléum pourra être diminuée de 28 % avec la moquette. Moins le revêtement employé sera isolant moins le transfert de chaleur sera diminué.





Deuxième exemple :

Dalle pleine étudiée pour donner un transfert de chaleur équivalent par le haut et par le bas. La courbe n° 2 montre l'évolution des coefficients d'émission vers le haut a_h et vers le bas a_b.

Plancher nu :

$a_b = 2,9 \quad Q_b = 2,9 \quad (45\text{-}15) = 87$ kcal/h/m²/° C
$a_h = 2,9 \quad Q_h = 2,9 \quad (45\text{-}15) = 87$ —
$Q = 174$ kcal/h/m²/° C

Plancher recouvert de sisal :

$a_b = 3,02 \quad Q_b = 3,02 \quad (45\text{-}15) = 90,6$ kcal/h/m²/° C
$a_h = 2,45 \quad Q_h = 2,45 \quad (45\text{-}15) = 73,5$ —
$Q = 164,1$ kcal/h/m²/° C

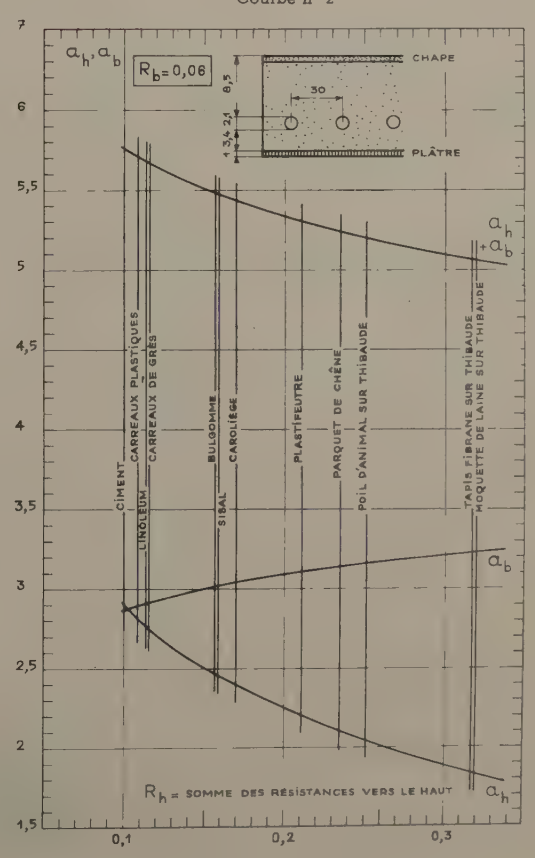
Plancher recouvert d'un tapis de fibrane :

$a_b = 3,22 \quad Q_b = 3,22 \quad (45\text{-}15) = 96,6$ kcal/h/m²/° C
$a_h = 1,85 \quad Q_h = 1,85 \quad (45\text{-}15) = 55,5$ —
$Q = 152,1$ kcal/h/m²/° C

Nature de la surface du plancher	Emission par le bas		Emission par le haut		Emission totale	Dimin. ou augm. de l'émission totale
ciment nu	87	—	87	—	174	—
sisal	90,6	+ 4 %	73,5	— 15,5%	164,1	— 6 %
fibrane de viscose + thibaude	96,6	+ 11 %	55,5	— 36 %	152,1	—12,5%

Cet exemple confirme encore la constatation faite qu'il n'y a jamais de compensation entre les émissions vers le haut Q_h et vers le bas Q_b. En effet, alors qu'au départ l'émission vers le bas Q_b est aussi forte que l'émission vers le haut Q_h, un revêtement isolant, comme la fibrane de viscose, diminuera l'émission vers le haut de 36 % et n'augmentera l'émission vers le bas que de 11 %.

Courbe n° 2



Troisième exemple :

Dalle pleine étudiée pour donner un transfert de chaleur plus important vers le haut que vers le bas. La courbe nº 3 montre l'évolution des coefficients d'émission vers le haut a_h et vers le bas a_b. L'interposition des revêtements inverse les valeurs des coefficients, donc les quantités de chaleur émises vers le haut et vers le bas. Ainsi, avec un revêtement à résistance élevée, l'émission vers le bas sera supérieure à celle vers le haut, donc l'inverse du but recherché.

Plancher nu :

$a_b = 1{,}97 \quad Q_b = 1{,}97 \quad (45\text{-}15) = 59{,}1$ kcal/h/m²/º C
$a_h = 2{,}85 \quad Q_h = 2{,}85 \quad (45\text{-}15) = 85{,}5$ —
$Q = 144{,}6$ kcal/h/m²/º C

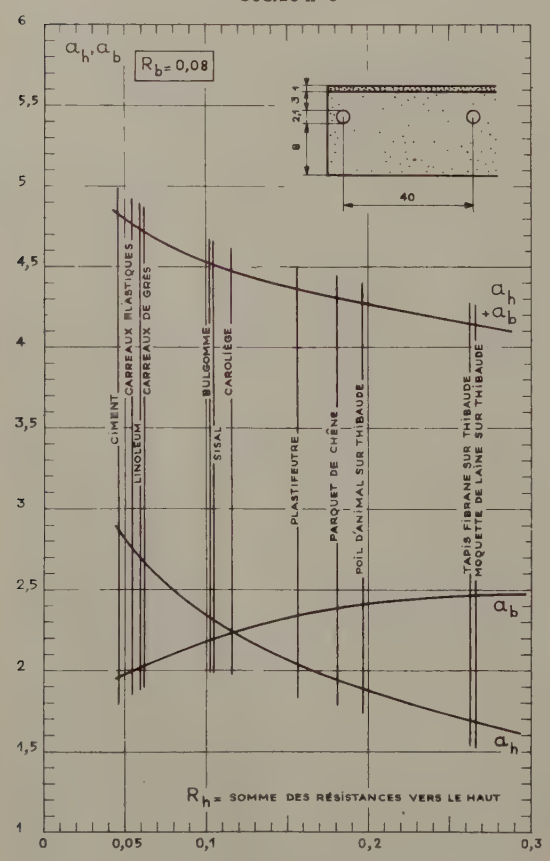
Plancher recouvert de carreaux de grès :

$a_b = 2{,}02 \quad Q_b = 2{,}02 \quad (45\text{-}15) = 60{,}6$ kcal/h/m²/º C
$a_h = 2{,}7 \quad Q_h = 2{,}7 \quad (45\text{-}15) = 81$ —
$Q = 141{,}6$ kcal/h/m²/º C

Plancher recouvert de moquette de laine sur thibaude :

$a_b = 2{,}48 \quad Q_b = 2{,}48 \quad (45\text{-}15) = 74{,}4$ kcal/h/m²/º C
$a_h = 1{,}69 \quad Q_h = 1{,}69 \quad (45\text{-}15) = 50{,}7$ —
$Q = 125{,}1$ kcal/h/m²/º C

Courbe n° 3







Nature de la surface du plancher	Emission par le bas		Emission par le haut		Emission totale	Dimin. ou augm. de l'émission totale
ciment nu	59,1	—	85,5	—	144,6	—
carreaux de grès	60,6	+ 2,5%	81	— 5 %	141,6	— 2 %
moquette de laine + thibaude	74, 4	+ 26 %	50,7	— 41 %	125,1	—13,5%





Ces calculs peuvent se résumer de la façon suivante :

1° **Cas de la dalle flottante isolée en dessous :** Un revêtement de résistance vers le haut élevée R_h diminue considérablement l'émission de chaleur totale du plancher étant donné qu'il n'y a vers le bas qu'une compensation extrêmement faible.

2° **Cas de la dalle pleine :** Un revêtement de résistance vers le haut élevée R_h diminue d'une façon importante l'émission vers le haut, mais augmente l'émission vers le bas. On obtient donc une émission totale amoindrie mais dans des proportions plus acceptables.

Il ressort donc que l'émission de chaleur est dépendante d'une façon importante du revêtement et que l'émission totale augmente lorsque la somme des résistances est faible (ce qui donne des coefficients d'émission vers le haut a_h et vers le bas a_b élevés). D'autre part, on remarquera dans tous les cas que la diminution de la résistance vers le haut augmente le transfert vers le haut et diminue, dans une faible proportion, l'émission vers le bas. Le phénomène est bien plus marqué dans le premier exemple, où la résistance vers le bas R_b est très forte (0,50), que dans les exemples deux et trois, où il se crée une certaine compensation entre le haut et le bas.

* * *

Pour conclure, il est utile de rappeler que, lorsqu'il s'agit de déterminer dans les constructions économiques le choix d'un revêtement, les constructeurs doivent toujours exiger des fabricants les caractéristiques thermiques des matériaux fournis afin d'envisager les calculs sur des bases saines.

* * *

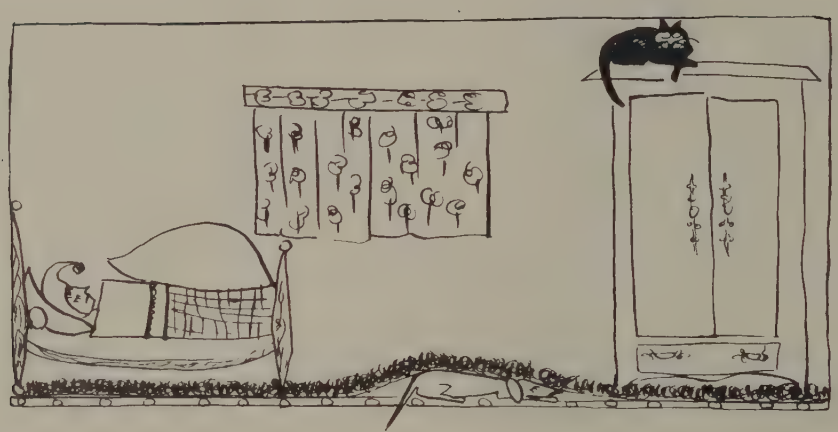
BIBLIOGRAPHIE

MARÉCHAL (J.-C.). Influence des revêtements de sol sur l'émission des planchers chauffants, étude faite au C.E.B.T.P., publiée dans la revue « Industries Thermiques », nos 8-9, 1959.

MISSENARD (A), Le chauffage et le rafraîchissement par rayonnement, Eyrolles 1959.

TIREL (J). Résultats des études analogiques sur panneaux à tubes enrobés, Industries Thermiques no 7, 1958.

* * *



"Ce tapis n'a pas été prévu lors du calcul du pouvoir émissif du plancher chauffant"

SUPPLÉMENT AUX ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS N°s 147-148, MARS-AVRIL 1960
Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN

GENÈSE IMP. PARIS

QUOI DE NEUF ?

matériaux

● PROJECTION DE RESINES POLYESTERS.

Une nouvelle machine mise au point en Allemagne permet de projeter des résines polyesters armées de fibres de verre.

Dans la machine MAS, les produits sont dans des cuves séparées, ce qui permet leur conservation. La fibre de verre est coupée à la demande. Un générateur d'air chaud permet d'accélérer le temps de prise ou de sécher éventuellement les supports. Toutes les commandes se font par le pistolet de projection.

Ce procédé peut convenir à un grand nombre de revêtements.

● UN NOUVEAU PRODUIT ISOREL.

Il s'agit d'un panneau fabriqué par « précipitation » d'asphalte sur les fibres de bois au moment de leur encollage. Les panneaux PHALTEX peuvent être utilisés en sous-couche de revêtement de sol, isolant de sous-terrasses, support de cloisons, garniture de joints de dilatation, etc...

Il est livré en plaques de 150 × 150 cm., d'une épaisseur de 10 mm. Il peut être spécialement traité contre les moisissures et les champignons. Il se scie, se cloue, se peint, se colle très aisément.

Par sa souplesse, il donne une sensation de confort lorsqu'il est utilisé en sous-couche de revêtement de sol, et il assurerait une bonne isolation contre les bruits d'impact. On l'utiliserait aussi comme matelas anti-vibratile.

● UN SUPPORT ANTI-VIBRATILE (GRIPSOL).

Il est composé d'une âme anti-vibratile collée entre deux couches de matière plastique présentant des aspérités. Cette plaque a pour but de supprimer les scellements, d'éviter les glissements, d'absorber les vibrations. Il est vendu aux dimensions de 500 × 500 mm, d'épaisseur 10 mm, poids 3,300 kg. Il existe un type résistant aux hydrocarbures.

● UNE PLAQUE EN POLYESTER TRANSPARENT.

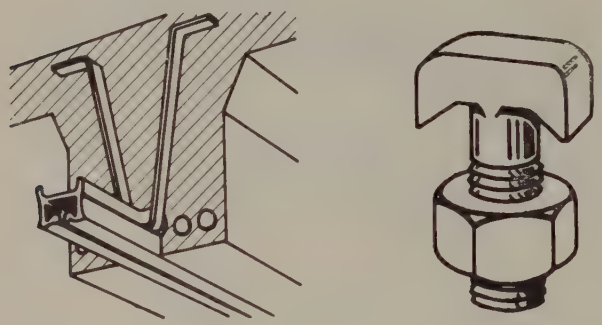
Fabriquée à partir de polyesters spéciaux, non armés, SAVELAN se présente en plaques ayant l'aspect d'une glace, de couleur un peu jaunâtre, aux qualités optiques excellentes.

Ces plaques seraient très difficilement inflammables et peu sensibles aux chocs.

SAVELAN est livré en plaques de 120 × 120 cm et d'une épaisseur de 10 à 12 mm.

● UN NOUVEAU PROFILE.

Un profilé allemand facilite tout ancrage sur le sol, au plafond ou sur une paroi dans lesquels il est incorporé. Il peut être considéré comme armature et la société SODIMETAL donne des précisions à ce sujet.



Il est livré en toutes longueurs jusqu'à 12 m avec des sections variées.

● PLAQUE EN AMIANTE-CIMENT " GLASAL ".

Ce matériau d'une coloration entièrement minérale est spécialement conçu pour les revêtements extérieurs (murs-rideaux) et les équipements sanitaires et cuisines.

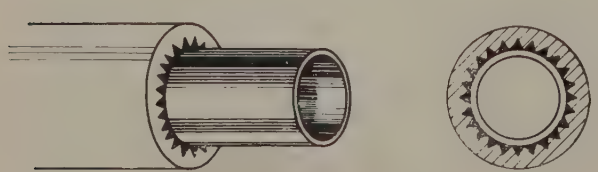
Existe en quinze coloris. Caractéristiques dimensionnelles : 2,52 × 1,22 m, épaisseur : 3,2 ou 6,4 mm. Aspect mat.

● POLYESTER ARME EN ROULEAUX.

Les rouleaux et plaques " CLAIRESTER " ont toutes les caractéristiques des plaques polyesters, mais étant vendus en rouleaux d'une longueur maximale de 50 m, ils suppriment la moitié des recouvrements.

● TUBE DE CUIVRE CALORIFUGE.

Une gaine en polychlorure de vinyle dont la surface intérieure est hachurée de gorges, enrobe le tube de cuivre. L'espace libre entre la gaine en polychlorure de vinyle et le tube de cuivre constitue un isolant appréciable.



Le coloris ivoire de la gaine et son aspect extérieur absolument lisse ne rendent pas nécessaire une couche de peinture.

● SOLS INDUSTRIELS EN BOIS !



La société BRUYNZEEL fournit des parquets industriels pour usines qui sont proposés aux clients après étude des problèmes particuliers qui se posent.

En outre, elle se charge, sous sa propre responsabilité, de la pose dans toute l'Europe.

Ces sols en bois, selon les essences choisies, résistent aux graisses, au roulement, et sont antipoussières, etc...

● PORTES ISOPLANES.

La société hollandaise BRUYNZEEL a lancé sur le marché la porte " VERVO ", revêtue d'une couche spéciale qui remplace l'impression, l'enduit repassé et la première couche de peinture de sorte que la porte est prête à recevoir la dernière couche de peinture.

La porte palière isoplane " TUBOGON " — composée de fibres agglomérées et orientées transversalement — est percée de canaux d'air tubulaires verticaux. Ces deux caractéristiques lui confèrent une solidité appréciable.

● POSE DE REVETEMENTS DE SOL.

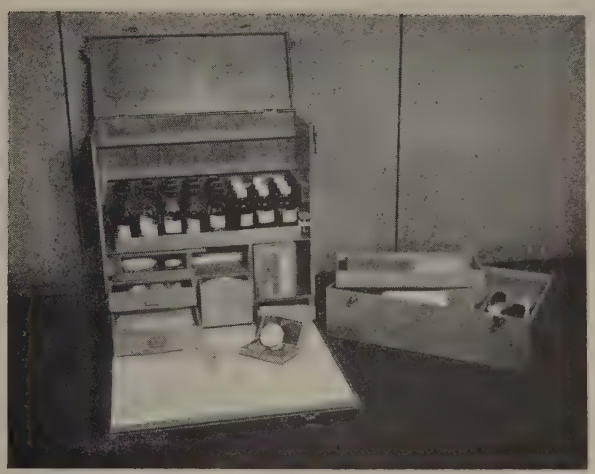
Jusqu'à présent, les revêtements de sol en matières plastiques ne s'appliquaient que par collage; les Ets ROGIL ont mis au point un procédé nouveau qui consiste à incruster des grains de sable sur la face à appliquer sur le sol, ce qui permet de le poser au bain de mortier classique.

neuf ?

études au centre expérimental

● BRUITS DANS LES CANALISATIONS.

Le Laboratoire a maintenant mis au point un appareil pour reproduire les bruits de pompe de circulation. Dès lors, il sera possible d'essayer différents procédés qui permettront d'éviter la propagation de ces bruits.



● ESSAIS DE PEINTURE.

Le Laboratoire s'est procuré un nouvel appareil mis au point en Allemagne. Cet appareil doit permettre aux peintres de trouver assez rapidement la cause d'un désordre apparu sur une surface peinte. ➳

relations publiques techniques

NOUVELLES NOTES TECHNIQUES ET D'INFORMATION

Notes techniques :

53. Quoi de neuf ?
54. Analyseur de débits.
55. Pourquoi tant de logements humides ?
56. Valeur du symbole G_n.

Notes d'information :

46. Les peintures face au vieillissement naturel.
47. Le volant thermique.
48. Matériaux absorbants et conditionnement acoustique.
49. Colmatage des fissures par produits plastiques.
50. Les tassements de sol - œdomètres.

ACTUALITÉS SRT

Bâtiment et Travaux Publics

L'AUREC (KLE. 48-20) **signale :**

● L'ouverture d'une section de formation de grutiers dans la région parisienne.

Sous l'égide de la Fédération Nationale du Bâtiment et du Syndicat National des Industries d'Equipement M.T.P.S., le Ministère du Travail a autorisé la création d'une section de conducteurs de grues à Champs-sur-Marne.

Les cours dureront trois mois et seront sanctionnés par un examen. La première section de formation a débuté le 28 mars dernier.

Le meilleur recrutement est celui que peuvent faire les entrepreneurs en choisissant, dans leurs chantiers, des manœuvres ou des ouvriers spécialisés, présentant toutes les aptitudes désirables.

● Le transporteur monorail.

Cet engin semble pouvoir rendre de nombreux services aux entrepreneurs grâce à son coût d'utilisation assez bas et à ses nombreuses possibilités d'adaptation sur les chantiers.

Quelques-unes de ses caractéristiques :
- — Il n'a pas besoin de conducteur.
- — Capacités : benne automotrice seule 350 l
  avec remorque 700 l.
- — Vitesse : 5 km/h.
- — Rendement : environ 250 m³ par jour pour un chantier moyen.
- — Consommation d'essence : environ 10 l pour 8 h de marche suivant la charge.
- — Rayon de courbure possible des rails : 3 m.



● L'AUREC étudie, à l'heure actuelle, un barème de prix de revient des engins de bâtiment.

● PARMI LES QUESTIONS POSEES.

Nombreuses sont les questions impliquant la recherche de produits (souvent cités dans un Cahier des Charges) ou d'adresses que nous n'arrivons pas à trouver. Le travail nous serait facilité si certains fabricants, ne pensant qu'à présenter leur produit, n'oubliaient pas de mettre sur leur publicité leur nom et adresse.

A l'heure actuelle, nous recherchons :

Nom du produit recherché	Spécialité ou usage possible ?
SERVATOR	Séparateur d'huile.
POLYERALD	Tissu enduit de résine polyester.
FIBROSILEX	Panneau.
CHARPENTIER ou CARPENTIER	Papier kraft.
KILT	Saturateur pour radiateur.
SWEET AIR	Bouche de ventilation.
V. B. E.	Vide-ordures.
TECNOMORTIER	Spécialiste d'application de mortier à la taloche.
TIPHINE	Tuile.

● BILAN DE L'ANNEE 1959.

A la suite du rapport d'activité dressé pour l'année 1959, on constate que le nombre des appels téléphoniques a augmenté de 55 % par rapport à 1958.

Les appels proviennent pour 70 % de Paris et 30 % de province. Ce rapport est resté inchangé. Nous ne saurions trop encourager les entrepreneurs de province à appeler :

POIncaré 25-25

(de 16 h. à 19 h. sauf le samedi)

car il est difficile d'exposer, dans une lettre, tous les éléments d'un problème technique qui, seuls, dans leur ensemble, permettent une réponse complète. En outre, le temps nécessaire à l'établir la rend très souvent plus coûteuse qu'un appel téléphonique.

Il a été publié vingt-sept notes techniques et d'information qui ont été diffusées à un plus grand nombre d'abonnés.

La présente note " Quoi de neuf ? ", publiée maintenant régulièrement tous les trois mois, a suscité des relations intéressantes avec les fabricants.

SUPPLÉMENT AUX ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS N° 147-148, MARS-AVRIL 1960.
Le Directeur-Gérant P. GUÉRIN
Imprimerie G. GRANGUILLOT - Paris

quelques DÉFINITIONS DE CALCULS STATISTIQUES

(DEUXIÈME SÉRIE)

Nous avons appris, dans une précédente note (1), ce qu'était une distribution et nous avons montré comment il était possible, à l'aide de facteurs simples (moyenne, écart-type, étendue), de résumer une distribution. Nous allons maintenant en étudier la représentation graphique.

*
* *

Reprenons l'exemple des cubes d'essai de béton.

Portons horizontalement sur un graphique (fig 1), les masses volumétriques des cubes du Tableau III (1). Après avoir choisi une échelle convenable sur l'axe perpendiculaire, à chaque valeur de masse reportons un point pour chaque répétition. En joignant les points extérieurs obtenus, nous réalisons un diagramme en bâtons.

Si nous utilisons, pour chaque valeur de la masse inscrite sur la ligne horizontale, non plus un point par répétition mais une surface correspondante, nous aurons des rectangles et une ligne à paliers parfaitement représentative de la distribution. La surface (fig. 2) limitée par la ligne de distribution porte le nom d' « histogramme ». Si l'on effectue le même

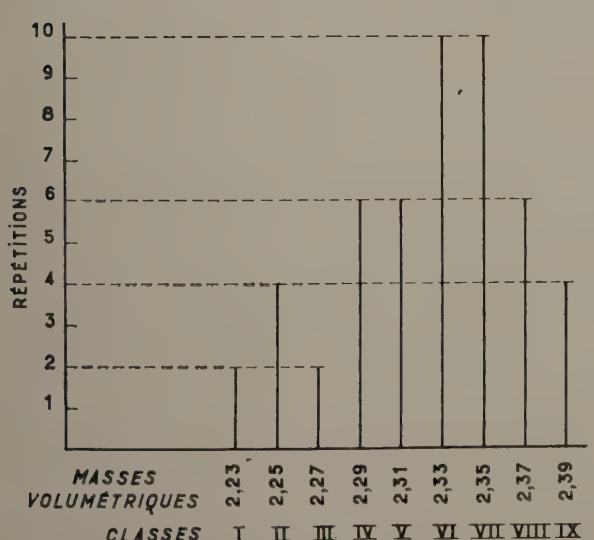


Fig. 1

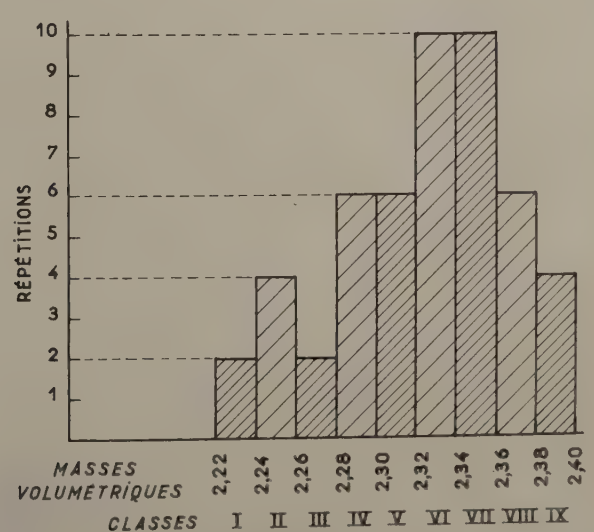


Fig. 2

(1) Cf. N.I. 43 - Quelques définitions de calculs statistiques - première série.

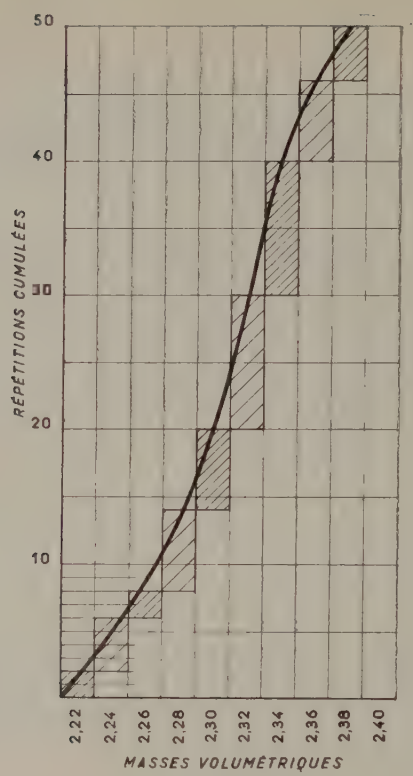


Fig. 3

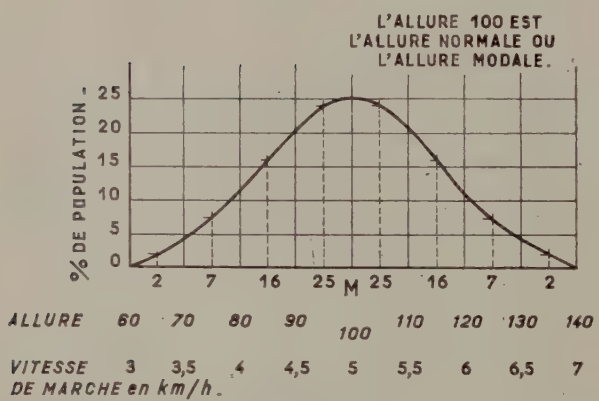


Fig. 4

travail mais en reportant à chaque fois les répétitions à partir de la limite supérieure de la classe précédente, on obtient une ligne de distribution cumulée (fig. 3).

Les représentations du type de la figure 1 peuvent avoir des formes quelconques. Dans la pratique pourtant, on s'aperçoit qu'elles ne sont pas aussi irrégulières. Beaucoup se reportant à des phénomènes divers sont représentées par des courbes ayant une allure générale rappelant les cloches ou les chapeaux de gendarme.

COURBES EN FORME DE CLOCHE.

Elles se rencontrent très fréquemment. On les appelle, à tort, « courbes de Gauss ». C'est le cas de la courbe relative à une activité quelconque de la population : par exemple, la vitesse de la marche à pied (fig. 4). D'une manière générale, lorsque les variations affectant une mesure sont en grand nombre et qu'elles sont petites et indépendantes les unes des autres, les modifications apportées sont telles que la courbe de distribution est en forme de cloche.

Propriétés des courbes en forme de cloche.

Toutes les courbes en forme de cloche sont évidemment à peu près symétriques et ont toutes le même aspect. Mais là ne se limite pas leur ressemblance.

Si on calcule, en effet, l'écart-type de chacune, on constate :

— que 95 % des mesures diffèrent de la moyenne de moins de deux fois l'écart-type;

— que presque toutes les mesures (99,7 %) diffèrent de la moyenne de moins de trois fois l'écart-type.

Prenons le tableau V ci-après et relevons la masse volumétrique de cent cubes de béton, répartis en dix classes. Calculons la masse volumétrique moyenne puis l'écart-type.

Centre de classe	Nombre de cubes	Fréquence cumulée %	Calcul de la masse volumétrique moyenne	Ecart par rapport à la moyenne	Calcul de l'écart type
2,26	2	2	2,26 × 2 = 4,5	2,35 — 2,26 = 0,09	0,09 × 0,09 × 2 = 0,016
2,28	5	7	2,28 × 5 = 11,4	2,37 — 2,28 = 0,07	0,07 × 0,07 × 5 = 0,025
2,30	8	15	2,30 × 8 = 18,4	2,35 — 2,30 = 0,05	0,05 × 0,05 × 8 = 0,020
2,32	15	30	2,32 × 15 = 34,8	2,35 — 2,32 = 0,03	0,03 × 0,03 × 15 = 0,014
2,34	20	50	2,34 × 20 = 46,8	2,35 — 2,34 = 0,01	0,01 × 0,01 × 20 = 0,002
2,36	20	70	2,36 × 20 = 47,2	2,36 — 2,35 = 0,01	0,01 × 0,01 × 20 = 0,002
2,38	12	82	2,38 × 12 = 28,5	2,38 — 2,35 = 0,03	0,03 × 0,03 × 12 = 0,011
2,40	10	92	2,40 × 10 = 24,0	2,40 — 2,35 = 0,05	0,05 × 0,05 × 10 = 0,025
2,42	5	97	2,42 × 5 = 12,1	2,42 — 2,35 = 0,07	0,07 × 0,07 × 5 = 0,025
2,44	3	100	2,44 × 3 = 7,3	2,44 — 2,35 = 0,09	0,09 × 0,09 × 3 = 0,024
	100		Moyenne = 2,35		0,154

Ecart-type : $\sqrt{\frac{0,154}{100}} = 0,04$

TABLEAU V

Nous pouvons alors représenter la distribution sous la forme de la courbe (fig. 5) et si nous traçons

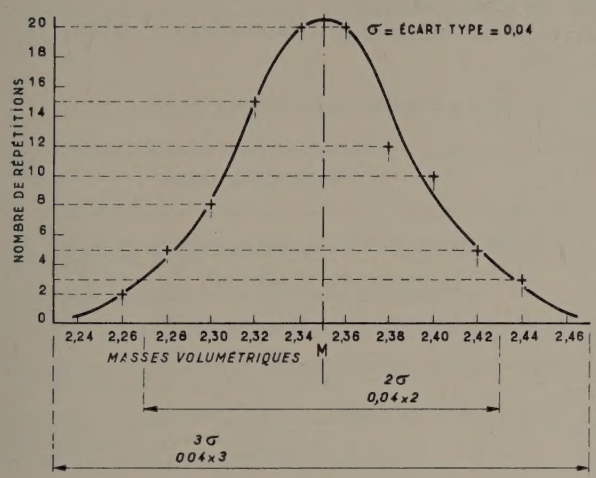


Fig. 5

la courbe cumulée de cette distribution, nous obtenons la figure 6.

Nous voyons alors que :

1° La totalité des points se trouve compris dans l'intervalle de trois écarts-types de part et d'autre de la moyenne;

2° 95 % des points sont délimités par deux écarts-types.

Propriétés des courbes de fréquence cumulée.

Nous constatons que la courbe (fig. 6) a la forme d'un « S ». Selon les distributions, cet « S » sera plus ou moins étiré.

En choisissant convenablement l'échelle des ordonnées, nous pouvons arriver à redresser cette courbe en S de manière à obtenir une droite. Nous constatons alors que les espaces de l'échelle verticale de notre courbe augmentent au fur et à mesure que nous nous éloignons du milieu. Nous obtenons en fait la figure 7.

Si nous déformons de la même manière toutes les courbes de fréquence cumulée provenant des distributions en forme de cloche, nous constatons que toutes les graduations verticales sont identiques à celles de notre figure 7.

Réciproquement, si nous représentons, sur une échelle graduée à l'avance comme celle que nous avons obtenue, toutes les courbes de fréquence cumulée correspondant à des distributions dites normales, elles sont représentées par une droite.

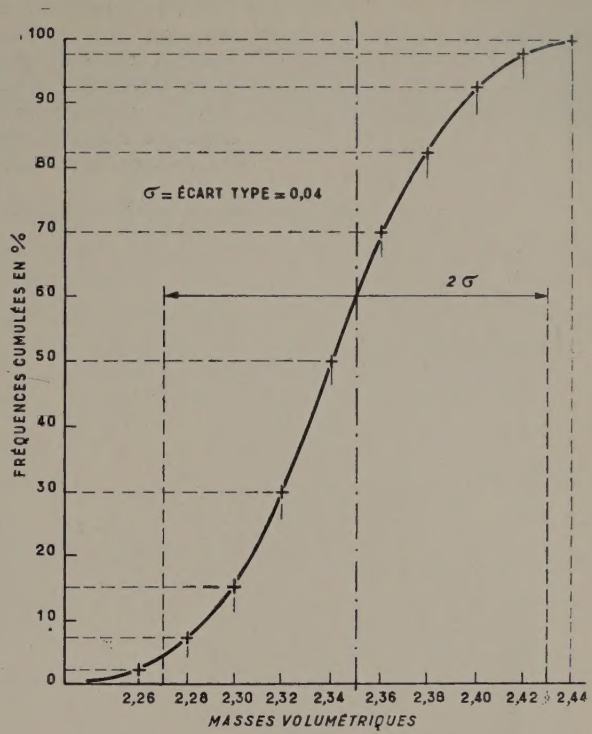


Fig. 6

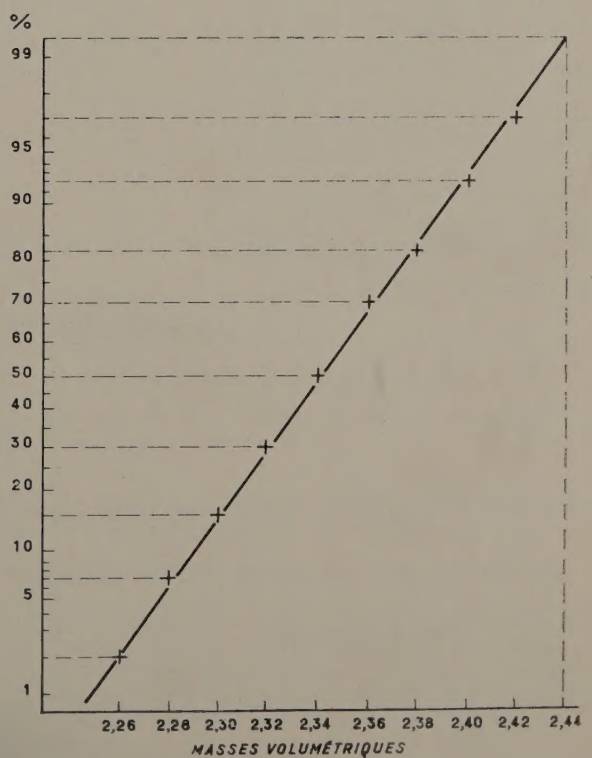
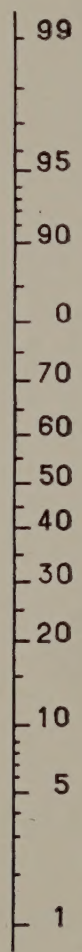


Fig. 7

Il faut préciser pourtant que toutes les distributions ne sont pas aussi régulières. L'échelle ainsi obtenue porte le nom d'échelle d'ordonnées suivant la loi de Gauss. La droite obtenue sur le graphique (fig. 7) porte celui de « droite de Henry ». Nous donnons ci-après cette échelle. Nous en décrirons les usages dans une prochaine note.



Echelle d'ordonnées suivant la loi de Gauss.

SUPPLÉMENT AUX ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS N° 147-148, MARS-AVRIL 1960.
Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN
Imprimerie G. GRANGUILLOT - Paris

ANNONCES

GROUPE DE COORDINATION DES TEXTES TECHNIQUES (DTU)

(Documents techniques unifiés).

Comme il a été déjà indiqué (page 3 de la couverture des Annales de septembre 1959) le groupe de coordination des textes techniques (DTU) a pour but de poser les principes de l'unification des textes techniques et de la coordination de la recherche technique dans le bâtiment, puis de passer à la réalisation dans ces deux domaines.

La constitution d'un ensemble complet et cohérent des cahiers des charges applicables aux travaux de bâtiment, et destinés à être utilisés dans les marchés se poursuit actuellement et l'on trouvera ci-après la liste arrêtée au 31 décembre 1959 des documents approuvés par le groupe de coordination, liste qui complète la précédente parue dans les Annales de septembre.

Liste arrêtée au 31 décembre 1959 des cahiers des charges et règles de calcul D. T. U.

DÉNOMINATION	ÉTABLI PAR	PUBLIÉ PAR
Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions (dites règles N. V. 46).	Commission spéciale présidée par M. Caquot.	La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (janv. 1947) et C. S. T. B. (janv. 1947).
Cahier des charges applicable aux travaux de maçonnerie.	C. S. T. B.	C. S. T. B., 2e éd. du Cahier 134 (juin 1958).
Cahier des charges applicable aux travaux de ravalement-maçonnerie.	D. T. U.	Cahiers du C. S. T. B. 329. Livraison 41 (déc. 1959).
Cahier des charges applicable aux travaux effectués en béton caverneux à granulats lourds sans éléments fins.	C. S. T. B.	Cahier du C. S. T. B. 272. — Livraison 33 (1958) et Moniteur n° 135 (Supplément du 18 octobre 1958.
Cahier des charges applicable aux travaux effectués en béton caverneux à granulats lourds avec éléments fins.	C. S. T. B.	Cahiers du C. S. T. B. 322. — Livraison 40 (octobre 1959).
Règles d'utilisation du béton armé (dites B. A. 1945).	Commission spéciale présidée par M. Caquot.	Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (mars 1948).
Règles d'utilisation des ronds crénelés et lisses pour béton armé de limite d'élasticité supérieure ou égale à 40 kg /mm² (règles 48 ronds *n.* 40-60).	Commission spéciale présidée par M. Caquot.	La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (octobre 1948).
Cahier des charges pour réservoirs et cuves (en béton armé).	F. N. B.	Société d'Éditions du Bâtiment 1957.
Cahier des charges applicable aux travaux d'enduits.	Extrait du Cahier correspondant S. N. C. F.	Cahier du C. S. T. B. 314. — Livraison 39 (août 1959) et Moniteur n° 145 du 8 août 1959.
Cahier des charges applicable aux travaux de plafonds suspendus en éléments de terre cuite.	C. S. T. B.	Cahier du C. S. T. B. 313. — Livraison 39 (août 1959) et Moniteur n° 145 (supplément) du 29 août 1959.
Recommandations de mise en œuvre et règles de calcul mécanique et thermique des blocs creux de terre cuite de grand format à perforations horizontales pour murs extérieurs enduits.	F. F. T. B. et C. S. T. B.	Quatrième document du Cahier du C. S. T. B. 298. — Livraison 37 (avril 1959) et Moniteur n° 143 du 13 juin 1959.
Cahier des prescriptions techniques générales applicables aux travaux de charpente et escaliers en bois.	C. S. T. B.	Cahier du C. S. T. B. 164. — Livraison 17 (1953).
Règles pour le calcul et l'exécution des constructions métalliques (dites règles CM 56).	Commission spéciale présidée par M. Caquot.	Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (janv. 1956).
Cahier des charges des revêtements de sol scellés applicables aux locaux d'habitation, bureaux et établissements d'enseignement.	C. S. T. B.	Cahier du C. S. T. B. 244. — Livraison 29 (1957) et Moniteur n° 132 du 15 mars 1958.
Cahier des charges pour la fourniture des revêtements de sol en linoléum.	C. S. T. B.	Cahier du C. S. T. B. 286. — Livraison 35 (1958).
Cahier des charges applicables aux travaux d'étanchéité des toitures, terrasses et des toitures inclinées.	C. S. T. B.	Cahier du C. S. T. B. 328. — Livraison 41 (décembre 1959).
Cahiers des prescriptions techniques générales applicables aux travaux de peinture, nettoyage de mise en service, vitrerie, miroiterie, papier de tenture.	C. S. T. B.	Cahier du C. S. T. B. 139. — Livraison 14 (1952).
Cahier des charges applicables aux travaux de plomberie sanitaire pour bâtiments à usage d'habitation.	C. S. T. B.	Cahier du C. S. T. B. 321. — Livraison 40 (octobre 1959).
Méthode de calcul des déperditions thermiques des locaux en régime continu (dite règles CORMAT).	A. I. C. V. F.	Association pour le Progrès par la Vulgarisation du Chauffage et de la Ventilation en France.

Liste arrêtée au 31 décembre 1959 des ouvrages " conformes aux D. T. U. "

Travaux de ravalement. — Guide pratique.	F. N. B. — I. T. B. T. P.-F. P. B.	C. S. T. B. Décembre 1959.

Pour les Cahiers du C. S. T. B., s'adresser 4, avenue du Recteur-Poincaré, Paris 16e

CHAMBRE SYNDICALE DES PRODUCTEURS D'ACIERS FINS ET SPÉCIAUX

Concours fenêtres acier inoxydable 18/8

Sur l'initiative d'un Comité de Patronage composé de :

— Ordre des Architectes.
— Centre Scientifique et Technique du Bâtiment.
— Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.
— Chambre syndicale des Producteurs d'Aciers Fins et Spéciaux.
— Syndicat National des Constructeurs de Menuiserie Métallique.
— Centre d'Information du Nickel.
— Société Le Nickel

un concours pour la réalisation d'une fenêtre en acier inoxydable 18/8 sera ouvert le 15 mars 1960 et doté de 95 000 NF de prix.

Secrétariat : Chambre Syndicale des Producteurs d'Aciers Fins et Spéciaux, 12, rue de Madrid, Paris 8e. Tél. LABorde 83-00.

UNION INTERNATIONALE DES ARCHITECTES

La Section Française de l'Union Internationale des Architectes annonce la parution du troisième tome des Rapports nationaux sur l'Habitat qui font suite au Congrès de l'UIA à La Haye. Ce tome contient la documentation illustrée sur les pays suivants : Etats-Unis — Grèce — Hongrie — Italie — Mexique — Turquie — U.R.S.S. — Uruguay — Yougoslavie. Le développement de l'Habitat depuis 1945 est traité en Programme, Projet et Production.

Les commandes et la correspondance concernant cette édition doivent être adressées exclusivement à : Elsevier Publishing Company, 110 Spuistreat, Amsterdam, Pays-Bas.

SESSION 1959-1960 DES CONFÉRENCES DU CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

MARDI 26 AVRIL 1960, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Séance organisée avec la Société des Ingénieurs Civils de France, l'Association Française des Ponts et Charpentes et la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé

LE PONT DE TANCARVILLE
MASSIF D'ANCRAGE RIVE GAUCHE
VIADUC D'ACCÈS RIVE GAUCHE

par MM. M. TOURASSE, Directeur à la Compagnie Industrielle de Travaux et P. LEBELLE, Ancien Elève de l'Ecole Polytechnique.

MARDI 3 MAI 1960, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Sous la présidence de M. R. L'HERMITE,
Délégué Général des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

UTILISATION DES MATIÈRES PLASTIQUES DANS LE GROS ŒUVRE

par M. J. BROCARD, Ingénieur-Docteur, Chef de Service au Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics.

MARDI 10 MAI 1960, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

OLÉODUCS

Économie générale. — Difficultés rencontrées au cours de réalisations en France. — Projets futurs

par M. B. FLAJOLIET, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

MARDI 17 MAI 1960, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

LE GAZ NATUREL ET SON TRANSPORT

par MM. FERNIQUE NADAUD DES ISLETS, Président-Directeur Général de la Société Française d'Etudes et de Réalisations d'Equipement Gazier, et J. DEZELLUS, Directeur à l'Entreprise Courbot.

VENDREDI 20 MAI 1960, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse (1)

Conférence sur différents problèmes concernant les installations électriques

par M. R. COMTET, Président de la Fédération Nationale de l'Equipement Electrique.

MARDI 24 MAI 1960, à 17 h.30, 7, rue La Pérouse

Séance organisée avec la Société des Ingénieurs Civils de France, la Chambre Syndicale des Entrepreneurs de Constructions Métalliques de France et l'Association Française des Ponts et Charpentes

LE PONT DE TANCARVILLE
CABLES ET CHARPENTE MÉTALLIQUE

par MM. DELCAMP, Ingénieur en Chef à la Compagnie de Fives-Lille et CHADENSON, Président de la Société Baudin-Chateauneuf.

(1) Et non 3 rue de Lutèce comme indiqué précédemment.

L'INFORMATION TECHNIQUE CINÉMATOGRAPHIQUE

MERCREDI 11 MAI 1960, à 17 h. 30
7, rue La Pérouse

Séance spéciale organisée avec la Société des Ingénieurs Civils de France

Au programme, projection du film :

PERCEMENT DU BARRAGE STEEG SUR L'OUED FODDA POUR L'AMÉNAGEMENT D'ORIFICES DE DÉVASEMENT ET DE VIDANGE

La projection sera précédée d'un préambule de M. G. Drouhin, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Directeur de l'Hydraulique et de l'Équipement Rural en Algérie et sera suivie d'une discussion au cours de laquelle M. J. Thevenin, Ingénieur des Ponts et Chaussées à la Direction de l'Hydraulique et de l'Équipement Rural (Service des Études Générales et Grands Travaux) pourra répondre à toutes demandes d'explication des auditeurs

ANNONCES (suite)

ASSOCIATION FRANÇAISE DE L'ECLAIRAGE (A. F. E.)

Fêtes du Trentenaire — Journées de la Lumière
Paris, 30 mai — 2 juin 1960 — Palais de L'UNESCO

— Pour tous renseignements concernant les modalités d'inscription à ce Congrès, prière de s'adresser au Siège Social à l'A.F.E., 33, rue de Naples, Paris 8e (Tél. EURope 39-79).

COMITÉ FRANÇAIS DES GRANDS BARRAGES

Le septième *Congrès International des Grands Barrages* se tiendra à Rome (Italie) du 26 juin au 1er juillet 1961.

Le Congrès de Rome sera suivi de quatre tournées d'études en Italie par fer, car ou bateau, du 2 au 9 juillet 1961 (n° 1 : Italie Nord-Occidentale; n° 2 : Italie Nord-Orientale; n° 3 : Italie Centrale et Sardaigne; n° 4 : Italie Centrale et Sicile).

Pour tous renseignements concernant la participation au Congrès et aux tournées d'études, prière de s'adresser au : Comité Français des Grands Barrages, 3, rue de Messine, Paris 8e (Bureau 602). Tél. CARnot 76-20. Poste 2539.

CONSEIL SUPÉRIEUR DE L'ORDRE DES ARCHITECTES

Législation de la construction

Le *Conseil Supérieur de l'Ordre des Architectes* (Service Juridique) a établi, sous la direction de M. le Professeur Liet-Veaux, Professeur des Facultés de Droit, un recueil des principaux textes relatifs à la Construction, avec tables détaillées : table alphabétique et table analytique. Les textes sont placés par leur ordre de date, chaque code figurant à la date de sa promulgation.

L'ouvrage est à jour au 1er *janvier* 1960. Editions C.E.L.S.E., 184, boulevard Saint-Germain, Paris 6e, au prix de 24 NF.

7057-3-4-60. — Typographie FIRMIN-DIDOT ET Cie, Mesnil-sur-l'Estrée (Eure). Dépôt légal : 2e trimestre 1960. *(Reproduction interdite).* *Le Directeur-Gérant :* P GUÉRIN